

**MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI
STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE**



COMUNE DI TORINO



**METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 2 – TRATTA POLITECNICO – REBAUDENGO**

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA
Lotto Costruttivo 2: Bologna - Politecnico**

PROGETTO DEFINITIVO		 INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i>												INFRATRASPORTI.TO S.r.l.	
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA														
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 6038S	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SPECIALI – STAZIONE PORTA NUOVA RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE													
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA		
		MT	L2	T1	A2	D	STR	SPN	R	002	Int.	Est.	-	25/11/2022	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi											0	1			

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	22/12/21	VFI	ECa	FRa	RCr
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	25/11/22	VFI	ECa	FRa	RCr
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 2</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.3.4</td> <td>2</td> <td>MTL2T1A2D</td> <td>STRSPNR002</td> </tr> </table>	LOTTO 2	CARTELLA	9.3.4	2	MTL2T1A2D	STRSPNR002	<p align="center">STAZIONE APPALTANTE</p> <p align="center">DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p align="center">RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro</p>
LOTTO 2	CARTELLA	9.3.4	2	MTL2T1A2D	STRSPNR002		



INDICE

1.	PREMESSA	10
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	11
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	11
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	13
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
3.1	CALCESTRUZZI	16
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	16
3.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	16
3.2	ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.	17
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	17
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	21
5.1	ANALISI NUMERICHE E PROGETTAZIONE STRUTTURALE	21
5.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	22
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	23
5.4	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	25
5.4.1	CARICHI	25
5.4.1.1	Azione sismica	25
6.	ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI	26
6.1	LA SOVRASTRUTTURA E LE STRUTTURE INTERNE PRINCIPALI	26
6.1.1	GENERALITÀ	26
6.1.2	MODELLO STRUTTURALE	28
6.1.3	CARICHI E COMBINAZIONI	34
6.1.4	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	41
6.1.4.1	Soletta di copertura	41
6.1.4.2	Soletta intermedia livello atrio	49
6.1.4.3	Soletta intermedia livello primo mezzanino	57
6.1.4.4	Soletta intermedia livello secondo mezzanino	65
6.1.4.5	Travi nella soletta di copertura	73
6.1.4.6	Pilastrini Definitivi	80
6.1.4.7	Barrette provvisori	89
6.1.4.8	Altre Verifiche complementari	96
6.2	SOLETTA DI FONDAZIONE	100



6.2.1	GENERALITÀ	100
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	103
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	106
6.3	ALTRE STRUTTURE INTERNE	114
6.3.1	GENERALITÀ	114
6.3.2	FODERE INTERNE	114
6.3.2.1	Analisi dei carichi	115
6.3.2.2	Combinazione dei carichi	119
6.3.2.3	Risultati dell'analisi	119
6.3.2.4	Verifiche strutturali	121
6.3.3	FODERA IN CORRISPONDENZA DEL FORO SCALA	124
6.3.3.1	Analisi dei carichi	125
6.3.3.2	Combinazione dei carichi	129
6.3.3.3	Risultati dell'analisi	129
6.3.3.4	Verifiche strutturali	131
6.3.4	BANCHINE E MURI SOTTOBANCHINA	134
6.3.4.1	Carichi e combinazioni	134
6.3.4.2	Risultati dell'analisi	137
6.3.4.3	Verifiche strutturali	139
6.3.5	SCALE FISSE	143
6.3.5.1	Carichi e combinazioni	144
6.3.5.2	Risultati dell'analisi	146
6.3.5.3	Verifiche strutturali	148
6.3.6	VASCA AGGOTTAMENTO	155
6.3.6.1	Carichi e combinazioni	156
6.3.6.2	Risultati dell'analisi	158
6.3.6.3	Verifiche strutturali	160
6.3.7	TRONCHINI DI COLLEGAMENTO TRA L1-L2	164
7.	VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	169
	ALLEGATO A	171
	ALLEGATO B	175
	ALLEGATO C	182
	ALLEGATO D	187
	ALLEGATO E	192

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO F	197
ALLEGATO G	201
ALLEGATO H	205
ALLEGATO I	209
ALLEGATO J	213
ALLEGATO K	223
ALLEGATO L	226
ALLEGATO M	230

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	10
Figura 2. Modello 3D – Stazione Porta Nuova	11
Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood	25
Figura 5. Modello di visualizzazione	26
Figura 6. Modello 3D schematico	27
Figura 7. Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-pilastro	30
Figura 8. Soletta di copertura (livello strada)	31
Figura 9. Soletta intermedia (livello atrio)	31
Figura 10. Soletta intermedia (primo mezzanino)	32
Figura 11. Soletta intermedia (secondo mezzanino)	32
Figura 12. Telaio longitudinale (asse B = C)	33
Figura 13. Telai trasversali (asse 2 e 5)	33
Figura 14. Carichi permanenti sulla soletta di copertura	34
Figura 15. Carichi variabili sulla soletta di copertura	35
Figura 16. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio	36
Figura 17. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio	36
Figura 18. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino	37
Figura 19. Carichi variabili sulla soletta intermedia – primo mezzanino	38
Figura 20. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino	39
Figura 21. Carichi variabili sulla soletta intermedia – secondo mezzanino	39
Figura 22. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	41



Figura 23. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	42
Figura 24. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	43
Figura 25. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	43
Figura 26. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	44
Figura 27. Taglio massimo	45
Figura 28. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	46
Figura 29. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	46
Figura 30. Deformazione verticale Uz – SLE	48
Figura 31. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione trasversale	50
Figura 32. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione trasversale	50
Figura 33. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione longitudinale	51
Figura 34. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione longitudinale	51
Figura 35. Taglio massimo	52
Figura 36. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	54
Figura 37. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	54
Figura 38. Deformazione verticale Uz – SLE	56
Figura 39. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	58
Figura 40. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	58
Figura 41. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	59
Figura 42. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	59
Figura 43. Taglio massimo	60
Figura 44. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	62
Figura 45. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	62
Figura 46. Deformazione verticale Uz – SLE	64
Figura 47. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	66
Figura 48. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	66
Figura 49. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	67
Figura 50. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	67
Figura 51. Taglio massimo	68
Figura 52. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	70
Figura 53. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	70
Figura 54. Deformazione verticale Uz – SLE	72
Figura 55. Numerazione delle travi	73
Figura 56. Rinforzo longitudinale (cm ²)	74
Figura 57. Rinforzo trasversale (cm ² /cm)	74
Figura 58. Numerazione delle travi	77
Figura 59. Disposizione delle barrette temporanee 1.20x2.80	77
Figura 60. Rinforzo longitudinale (cm ²)	78
Figura 61. Rinforzo trasversale (cm ² /cm)	78

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Figura 62. Numerazione dei pilastri	80
Figura 63. Percentuale di rinforzo longitudinale	81
Figura 64. Rapporto domanda/capacità (D/C)	81
Figura 65. Rinforzo longitudinale (cm ²)	82
Figura 66. Rinforzo trasversale (cm ² /cm)	82
Figura 67. Diagramma di interazione P-M	88
Figura 68. Numerazione delle barrette provvisori	89
Figura 69. Percentuale di rinforzo longitudinale	90
Figura 70. Rapporto domanda/capacità (D/C)	90
Figura 71. Rinforzo longitudinale (cm ²)	91
Figura 72. Rinforzo trasversale (cm ² /cm)	91
Figura 73. Figura 6.1 Modello di base	96
Figura 74. Figura 6.2 Risultati: Rapporto momento flettente vs. Kt	97
Figura 75. Figura 6.3 Forza di Trazione sulla soletta di copertura e atrio	99
Figura 76. Modello solettone di fondo - sezione trasversale	100
Figura 77. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-pilastro	101
Figura 78. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	104
Figura 79. Sottopressione idrostatica a lungo termine	105
Figura 80. Deformazione della soletta di fondo	106
Figura 81. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	107
Figura 82. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	107
Figura 83. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	108
Figura 84. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	108
Figura 85. Taglio massimo	109
Figura 86. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	111
Figura 87. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	111
Figura 88. Deformazione verticale Uz – SLE	113
Figura 89. Schemi di calcolo	114
Figura 90. Pressione del terreno	118
Figura 91. Pressione dell'acqua	118
Figura 92. Pressione sismica	119
Figura 93. Diagrammi Momento flettente	120
Figura 94. Diagrammi di Taglio	120
Figura 95. Rinforzo longitudinale (cm ² /m)	121
Figura 96. Diagramma di Momenti flettenti	122
Figura 97. Deformazione laterale	123
Figura 98. Schemi di calcolo	125
Figura 99. Pressione del terreno	127
Figura 100. Pressione dell'acqua	127

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Figura 101. Pressione sismica	128
Figura 102. Diagramma Momento flettente	130
Figura 103. Diagrammi di Taglio	130
Figura 104. Rinforzo longitudinale (cm ² /m)	131
Figura 105. Momenti flettenti	132
Figura 106. Deformazione laterale	133
Figura 107. Modello di calcolo	134
Figura 108. Sovraccarichi permanenti	135
Figura 109. Sovraccarichi variabili	136
Figura 110. Diagrammi momenti flettenti	138
Figura 111. Diagramma di Taglio	138
Figura 112. Inviluppo del diagramma delle sollecitazioni assiali	139
Figura 113. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	139
Figura 114. Diagramma del momento flettente SLE	141
Figura 115. Deformazione SLE	142
Figura 116. Modello delle scale fisse	143
Figura 117. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	144
Figura 118. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	145
Figura 119. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	145
Figura 120. Momenti flettenti e tagli	146
Figura 121. Momenti flettenti e tagli	147
Figura 122. Momenti flettenti e tagli	147
Figura 123. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1&2 (cm ² /m)	148
Figura 124. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 3 (cm ² /m)	149
Figura 125. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 4 (cm ² /m)	150
Figura 126. Momenti flettenti	152
Figura 127. Reazioni e deformazione	154
Figura 128. Modello della vasca aggettamento	156
Figura 129. Soil pressure	157
Figura 130. Sottopressione	157
Figura 131. Momento nella direzione M11.	159
Figura 132. Momento nella direzione M22	159
Figura 133. Taglio massimo	160
Figura 134. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) - direzione longitudinale	161
Figura 135. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) - direzione trasversale	161
Figura 136. Momento flettente M11 & M22 – SLE	162
Figura 137. Deformazione SLE	163
Figura 138. Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2	165
Figura 139. Tronchino di collegamento tra i corpi stazione nuova ed esistente	166

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Figura 140. Tronchino di collegamento tra i corpi stazione nuova ed esistente	167
Figura 141. Schema statico per il calcolo strutturale del tronchino di collegamento	167
Figura 142. Schema statico semplice per il calcolo analitico	169
Figura 143. Stage 1 e 2: Setti provvisori e soletta di copertura	172
Figura 144. Stage 3: Soletta di atrio	172
Figura 145. Stage 4: Soletta primo mezzanino	173
Figura 146. Stage 5: Soletta secondo mezzanino	173
Figura 147. Stage 6: Costruzione di setti e pilastri definitivi	174
Figura 148. Stage 7: Rimozione dei setti provvisori	174
Figura 149. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	176
Figura 150. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	176
Figura 151. Forza di taglio V13	177
Figura 152. Forza di taglio V23	177
Figura 153. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	183
Figura 154. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	183
Figura 155. Forza di taglio V13	184
Figura 156. Forza di taglio V23	184
Figura 157. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	188
Figura 158. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	188
Figura 159. Forza di taglio V13	189
Figura 160. Forza di taglio V23	189
Figura 161. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	193
Figura 162. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	193
Figura 163. Forza di taglio V13	194
Figura 164. Forza di taglio V23	194
Figura 165. Assi locali nelle travi	198
Figura 166. Travi in copertura	198
Figura 167. M33 Momento flettente	199
Figura 168. V22 Forza di taglio	199
Figura 169. M33 Momento flettente (fase costruttiva)	200
Figura 170. V22 Forza di taglio (fase costruttiva)	200
Figura 171. Assi locali nei pilastri	202
Figura 172. Forza assiale	202
Figura 173. M22 Momento flettente (attorno all'asse debole)	203
Figura 174. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	203
Figura 175. V22 Forza di taglio (direzione longitudinale)	204
Figura 176. V33 Forza di taglio (direzione trasversale)	204
Figura 177. Assi locali nei barrete	206
Figura 178. Forza assiale	206

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Figura 179. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)	207
Figura 180. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	207
Figura 181. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)	208
Figura 182. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)	208
Figura 183. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	210
Figura 184. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	210
Figura 185. Forza di taglio V13	211
Figura 186. Forza di taglio V23	211

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	19
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	Error! Bookmark not defined.
Tabella 3 Livelli di falda	Error! Bookmark not defined.
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	22
Tabella 5 Parametri sismici del sito	22
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	23
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	23
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	24
Tabella 9 Armature soletta di copertura	44
Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche	47
Tabella 11 Verifica deformazione	49
Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)	52
Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche	55
Tabella 14 Verifica deformazione	56
Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)	60
Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche	63
Tabella 17 Verifica deformazione	64
Tabella 18 Armature della soletta intermedia (secondo mezzanino)	68
Tabella 19 Capacità delle sezioni tipologiche	71
Tabella 20 Verifica deformazione	72
Tabella 21 Armature trave longitudinale (assi B e C)	75
Tabella 22 Armature sette	83
Tabella 23 Armature sette (assi 4, 5 e 9)	83
Tabella 24 Armature barrette 2.80x1.20	92
Tabella 25 Armature soletta di fondo	109
Tabella 26 Capacità delle sezioni tipologiche	112

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tabella 27 Verifica deformazione	113
Tabella 28 Spessore delle fodere	115
Tabella 29 Calcolo carichi da quota -2,60m a -8,40m	116
Tabella 30 Calcolo carichi da quota -9,40m a -14,95m	116
Tabella 31 Combinazione dei carichi	119
Tabella 32 Armature fodere	121
Tabella 33 Verifica deformazione	124
Tabella 34 Spessore delle fodere	125
Tabella 35 Calcolo carichi da quota -3,00m a -16,05m	126
Tabella 36 Combinazione dei carichi	129
Tabella 37 Armature fodere scala	131
Tabella 38 Verifica deformazione	133
Tabella 39 Verifica deformazione	142
Tabella 40 Verifica deformazione	155
Tabella 41 Verifica deformazione	164
Tabella 42 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale	169
Tabella 43 Risultati di momento massimo con la variazione percentuale	170
Tabella 44 Calcolo incremento dinamico	214
Tabella 45 Calcolo incremento dinamico	220



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito dell'affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della tratta Politecnico-Rebaudengo 1 della Linea 2 della Metropolitana, disciplinato dal Contratto tra la Città di Torino e la società Infratrasporti.TO s.r.l., ed ha per oggetto le analisi strutturali e le verifiche relative alle strutture interne e ai setti provvisori e definitivi della Stazione Porta Nuova.



Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo

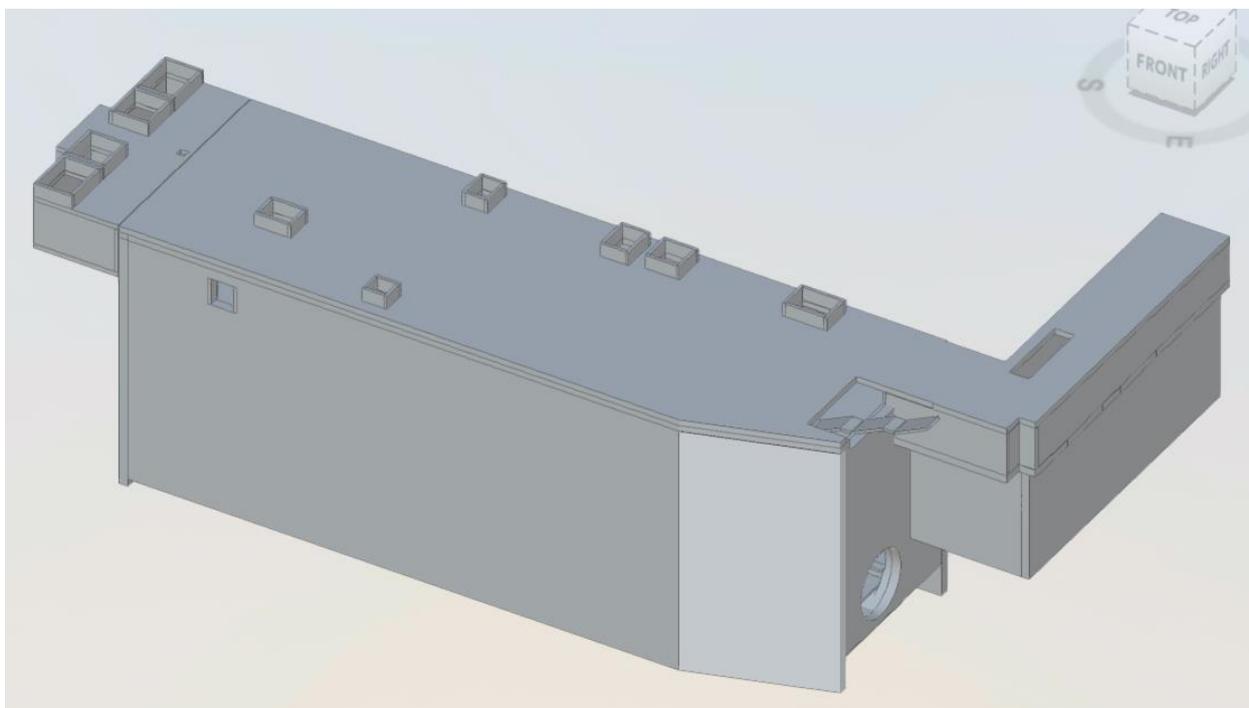


Figura 2. Modello 3D – Stazione Porta Nuova

1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione sono stati presentati gli studi numerici e le verifiche strutturali relative alle strutture permanenti e alle barrette provvisorie realizzate per sostenere le solette di copertura e quelle intermedie durante le fasi di scavo.

1.2 Descrizione delle opere

La stazione Porta Nuova è un manufatto interrato a quattro livelli, con fondo scavo posto alla profondità di -30.5 m rispetto al piano campagna. Al suo interno troviamo un solettone di fondo di spessore variabile e sagomato per consentire il passaggio a vuoto della TBM, un livello quota banchina, tre solai intermedi ed uno di copertura il cui estradosso è posto ad una quota pari a -1.80 m rispetto al piano campagna.

La stazione per il suo posizionamento presenta molteplici interferenze con le strutture esistenti sia interrate che fuori terra. In particolare, i manufatti interferenti risultano essere la galleria della metropolitana linea 1 ed il successivo prolungamento eseguito in cut&cover e la stazione ferroviaria esistente.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

La stazione sarà realizzata con la tecnica del top-down e sarà caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti e puntoni temporanei. I diaframmi presentano spessore di 1.20 e 1.00m ed un immorsamento in unità coesiva al di sotto del fondo scavo di 14.0 m. Al fine di garantire l'irrigidimento del piede della paratia per limitarne gli spostamenti saranno realizzati dei crosswalls in calcestruzzo. Data la luce della stazione verranno anticipati in concomitanza alla realizzazione dei diaframmi anche i Kingpost temporanei che fungeranno da sostegno alle solette di copertura ed intermedie. Durante le fasi costruttive, al di sotto della seconda soletta intermedia, lo scavo sarà sostenuto da tre livelli di puntoni temporanei che saranno mantenuti fino alla realizzazione della soletta di fondo. La rimozione degli ultimi due livelli di puntoni temporanei si rende necessaria al fine di garantire gli spazi necessari per il passaggio a vuoto della TBM. Il primo livello di puntoni sarà mantenuto fino alla realizzazione della terza soletta intermedia che avverrà nella fase successiva al passaggio della fresa.

Il sistema di costruzione dei diaframmi in calcestruzzo armato consiste nel realizzare prima i primari e poi i secondari con una sovrapposizione compresa tra i 10 e i 30cm. In relazione a tale tecnica esecutiva, anche le gabbie di armatura saranno calibrate per prevedere la sovrapposizione dei diaframmi secondari sui primari. L'esecuzione delle paratie è preceduta dalla costruzione di coree guida che seguono il tracciato.

Il collegamento tra il solaio e le paratie è realizzato per mezzo di tasche d'appoggio rettangolari, realizzate grazie all'inserimento di scatole metalliche, già assemblate nelle gabbie d'armatura dei diaframmi.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è stata realizzata facendo riferimento alle Normative Nazionali sottoelencate:

1. Legge n°1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
2. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" (GU n.42 del 20/02/2018);
3. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»
4. D.M. 21/10/2015: "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, costruzione ed esercizio delle metropolitane";
5. D.M. 16/02/2007 – Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
6. UNI 9502-2001: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso".
7. UNI 9503-2007: "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio".
8. UNI EN 206-1:2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
9. UNI 11104-2016, "Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
10. Legge 2 febbraio 1974, n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
11. D.G.R. 30 Dicembre 2019, n. 6-887: "Preso d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte"

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

12. D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico".

Quando necessario, saranno altresì assunti a riferimento i Codici Normativi Europei elencati di seguito:

Eurocode 0 - Basis of structural design

- EN 1990 Basis of structural design.

Eurocode 1 - Actions on structures

- EN 1991-1-1 Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1991-1-2 Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.
- EN 1991-1-3 Part 1-3: General actions - Snow loads.
- EN 1991-1-4 Part 1-4: General actions - Wind actions.
- EN 1991-1-5 Part 1-5: General actions – Thermal actions.
- EN 1991-1-6 Part 1-6: General actions - Actions during execution.
- EN 1991-1-7 Part 1-7: General actions – Accidental Actions.
- EN 1991-2 Part 2: Traffic loads on bridges.
- EN 1991-3 Part 3: Actions induced by cranes and Machinery.
- EN 1991-4 Part 4: Silos and tanks.

Eurocode 2 - Design of concrete structures

- EN 1992-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings.
- EN 1992-1-2 Part 1-2: General rules - Structural fire Design.
- EN 1992-3 Part 3: Liquid retaining and containment Structures.

Eurocode 3 - Design of steel structures

- EN 1993-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1993-1-2 Part 1-2: General rules Structural fire design
- EN 1993-1-3 Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- EN 1993-1-4 Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels
- EN 1993-1-5 Part 1-5: Plated structural elements
- EN 1993-1-6 Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures
- EN 1993-1-7 Part 1-7: Plated structures subject to out of plane loading
- EN 1993-1-8 Part 1-8: Design of joints

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

- EN 1993-1-9 Part 1-9: Fatigue
- EN 1993-1-10 Part 1-10: Material Toughness and through-thickness properties
- EN 1993-1-11 Part 1-11: Design of structures with tension components
- EN 1993-1-12 Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700
- EN 1993-2 Part 2: Steel Bridges
- EN 1993-3-1 Part 3-1: Towers, masts, and chimneys -Towers and masts
- EN 1993-3-2 Part 3-2: Towers, masts, and chimneys – Chimneys
- EN 1993-4-1 Part 4-1: Silos
- EN 1993-4-2 Part 4-2: Tanks
- EN 1993-4-3 Part 4-3: Pipelines
- EN 1993-5 Part 5: Piling
- EN 1993-6 Part 6: Crane supporting structures

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures

- EN 1994-1-1 Part 1-1: General rules and rules for Buildings
- EN 1994-1-2 Part 1-2: General rules - Structural Fire Design
- EN 1994-2 Part 2: General rules and rules for bridges

Eurocode 7 - Geotechnical design

- EN 1997-1 Part 1: General rules
- EN 1997-2 Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1997-3 Part 3: Design assisted by field testing

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

- EN 1998-1 Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings
- EN 1998-2 Part 2: Bridges
- EN 1998-3 Part 3: Assessment of retrofitting of buildings
- EN 1998-4 Part 4: Silos, tanks, and pipelines
- EN 1998-5 Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- EN 1998-6 Part 6: Towers, masts, and chimneys

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

Tipo:	C30/37
Modulo di deformazione:	$E_c=32000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=37$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=30$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC3 (Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata / Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia)</i>

3.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

Tipo:	C25/30
Modulo di deformazione:	$E_c=30000$ MPa
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck}=30$ MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck}=25$ MPa
Peso per unità di volume:	$Y=25$ KN/m ³
Classe di Esposizione	<i>XC2 (Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo / Molte fondazioni)</i>

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

3.2 Acciai per armature in c.a.

Tipo B450C saldabile (ex FeB44K saldabile), per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{ynom}=450 \text{ MPa}$$

$$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y) k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom}) k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralici elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$
Modulo di deformazione:	$E_c = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 210 \text{ GPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 319 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{yk} = 510 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 470 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$



4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione denominata Porta Nuova, come si evince dalla sezione stratigrafica riportata nel seguito, è interessato da una coltre superiore di circa 3,5 m di terreno superficiale denominato Unità 1. Mentre a livelli più profondi fino ad una estensione di interesse per le opere di scavo è presente un materiale ghiaioso sabbioso denominato Unità 2 e U3. Il fondo scavo risulta localizzato in prossimità dell'unità U5.

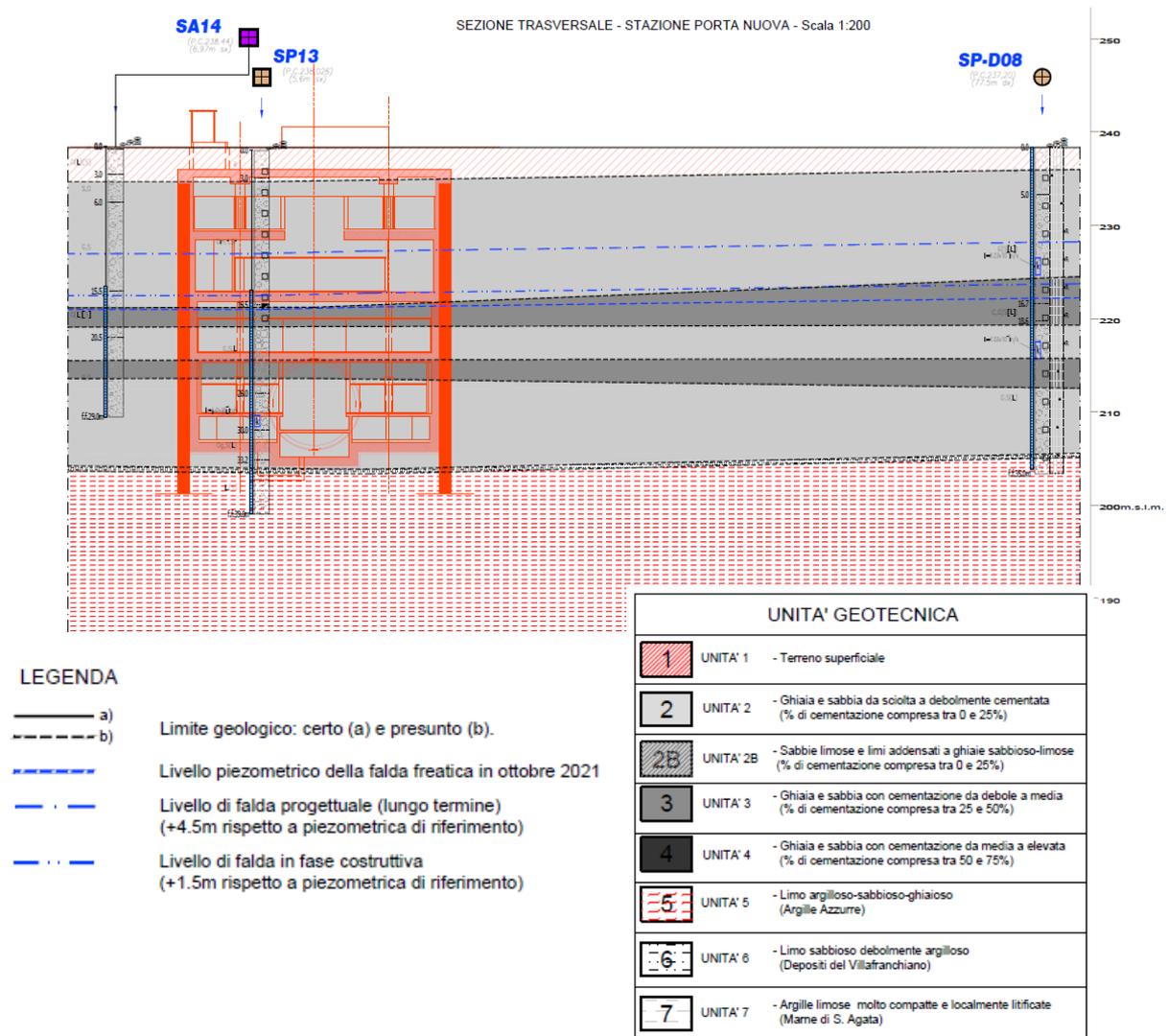


Figura 1. Stralcio stratigrafia stazione Porta Nuova



I parametri geotecnici utilizzati per il presente progetto sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1 Parametri geotecnici

U1 (Terreno superficiale)					U2 (Ghiaie e sabbie)				
γ	φ	c	E	v	γ	φ	c	E	v
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
19	29	0	10	0,3	19	36	10	150	0,3

U3					U5				
γ	φ	c	E	v	γ	φ	c	E	v
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
20	36	20	170	0,3	19	23	40	65	0,3

Il livello della falda considerato è distinto per condizioni di breve periodo e lungo periodo considerando il livello di piano campagna è pari a:

Tabella 2 Livelli di falda

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico 2021	-16,0	+221,8
Livello piezometrico 2018	-17,0	+220,8
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-15,5	+222,3
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-12,5	+225,3

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 Analisi numeriche e progettazione strutturale

Per l'analisi e la progettazione strutturale delle strutture interne definitive, ogni stazione è stata schematizzata utilizzando diversi modelli strutturali rappresentativi dei principali componenti costituenti la struttura.

Il primo corrisponde alla sovrastuttura e alle strutture interne principali per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi, i setti interni provvisori (barrette), i pilastri e setti definitivi.

Il secondo componente si tratta della soletta di fondazione per la quale è stato creato un modello bidimensionale agli elementi finiti con i carichi verticali considerando l'effetto dell'interazione tra la piastra di fondazione e il terreno con le fondazioni sottostanti.

Infine, per le altre strutture interne, sono stati sviluppati una serie di modelli specifici per detti componenti strutturali, tra cui spiccano le fodere interne e altri componenti secondari quali scale fisse, banchine, muri di sottobanchina, ecc., che consentono di determinare le sollecitazioni da considerare nei modelli precedenti.

L'analisi strutturale è stata implementata tramite i programmi Sap2000 di CSI e Robot di Autodesk. In tutti i casi sono stati utilizzati elementi di tipo "frame/beam" per modellare elementi unidimensionali come pilastri e travi, ed elementi "shell" per modellare elementi bidimensionali come solai, che sono stati disposti in corrispondenza del baricentro della sezione del componente strutturale.

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni dei carichi, nonché i coefficienti di sicurezza dei materiali indicati nelle NTC2018. I metodi di analisi utilizzati sono della tipo statico lineare.

Per lo stato limite di esercizio (SLE) vengono verificate le aperture delle fessure e le tensioni massime nei materiali ed in particolare, per considerare gli effetti del fluage a lungo termine del calcestruzzo sotto carichi costanti e per il controllo delle deformazioni, è prevista una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari 2,75.

Per lo stato limite ultimo (SLU) vengono verificati gli elementi frame/beam soggetti a carico assiale, momento flettente e taglio, secondo le specifiche NTC2018. Negli elementi shell, per incorporare gli effetti dei momenti torsionali nella progettazione delle solette, viene utilizzato il metodo di Wood & Armer (1968). Questa metodologia è implicitamente incorporata nel cosiddetto sandwich *model* implementato nel programma Sap2000. (*Ref. Concrete shell reinforcement design. Technical Note. Design Information. CSI Computer and structures, inc. February 2017*).

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

5.2 Caratterizzazione sismica

Secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessita di manutenzioni. Per l'opera oggetto di questo elaborato si considera una vita nominale $V_N=100$ anni;
- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi $z < d'uso$. Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso III (coefficiente pari a 1.5);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso. Per il caso in esame il periodo di riferimento è di 150 anni.

A partire dalla posizione sul territorio nazionale dell'opera, e in dipendenza dei parametri su descritti, vengono definiti i parametri sismici necessari per le verifiche:

- *Vita nominale dell'opera (V_N):* nel caso delle stazioni è di **100 anni**;
- *Classe d'uso (C_u):* In caso di costruzioni che prevedono affollamenti significativi **la classe è III**, a cui è associato un coefficiente di 1.5;
- *Periodo di riferimento (V_R):* prodotto tra la vita nominale e la classe d'uso ed è pari a **150 anni**.
- *Periodo di ritorno (T_R):* $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$, considerando P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento e considerando la condizione SLV, ovvero lo stato limite di salvaguardia della vita.

Tabella 3 Probabilità di superamento PVR con SLV

VN [anni]	Cu	VR [anni]	PVR	TR [anni]
100	1.5	150	10%	1424

In relazione al tempo di ritorno e alla probabilità di superamento dello stato limite considerato è possibile dedurre i parametri di accelerazione massima (a_g) e i parametri spettrali (F_0 , T^*c).

Tabella 4 Parametri sismici del sito

Stazione	a_g [g]	F_0	T^*c [sec]
PORTA NUOVA	0.067	2.890	0.292

Vi saranno effetti amplificativi dovuti alla stratigrafia ed alla topografia del suolo, tenuti in conto con i seguenti coefficienti:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

- *Coefficiente topografico (S_T)*: per superfici pianeggianti è considerato pari a **1**.
- *Coefficiente stratigrafico (S_S)*: Per sottosuolo di categoria B è considerato pari a **1.2**.

Di conseguenza il valore dell'accelerazione orizzontale massima in superficie è:

$$a_{max} / g = S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.067 = 0.0804$$

5.3 Combinazioni di carico

In accordo con le NTC2018 le combinazioni di carico considerate e verificate nel seguito sono:

- Stato limite di servizio SLE
- Stato limite ultimo verifiche STR: Combinazione A1+M1 SLU1
- Stato limite ultimo verifiche GEO: Combinazione A2+M2 SLU2
- Sisma verifiche STR: Combinazione A1 (unitari)+M1 SISMA STR
- Sisma verifiche GEO: Combinazione A2 (unitari)+M2 SISMA GEO

A seconda della verifica che si intende effettuare, verranno utilizzati coefficienti che riducono i parametri meccanici di resistenza del terreno o coefficienti che amplificano gli effetti delle azioni.

In particolare, sono stati considerati i seguenti coefficienti per le verifiche:

Tabella 5 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 7 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$



5.4 Criteri della modellazione numerica

5.4.1 Carichi

5.4.1.1 Azione sismica

L'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood (1973), che fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

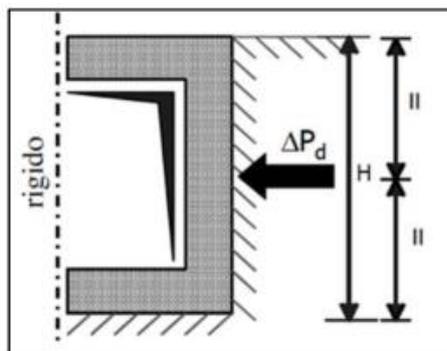


Figura 2. Schematizzazione metodo di Wood

Il metodo di Wood è utilizzato nel caso di manufatti scatolari e l'incremento di spinta legato al sisma può essere stimato secondo la relazione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

In cui γ è il peso specifico del terreno supposto uniforme, dove $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione orizzontale massima in superficie ($\frac{a_{max}}{g}$). Poiché tale risultate ha il punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, è possibile assumere considerare una pressione uniforme di entità pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

L'impatto dell'azione sismica viene valutata per una condizione di carico di lungo periodo in cui sono presenti le fodere interne della struttura alle quali è affidata la spinta idrostatica della falda. Pertanto, la paratia è scaricata della spinta dell'acqua e l'azione sismica è ripartita tra la paratia e le fodere interne secondo la relazione:



$$p_{paratia} = P_{Tot} \frac{I_{paratia}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$

$$p_{Fodera} = P_{Tot} \frac{I_{Fodera}}{I_{paratia} + I_{fodera}}$$

6. ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI

6.1 La Sovrastruttura e le strutture interne principali

6.1.1 Generalità

La *sovrastuttura e le strutture principali interne* considerano il solaio di copertura (piano stradale), i solai intermedi (piano atrio, primo mezzanino e secondo mezzanino), e i pilastri e i setti interni sia provvisori (barrette) che definitivi (pilastri), per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti. La Figura 3 mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato presso la stazione Porta Nuova (SPN) nella configurazione finale. La Figura 4 mostra uno schema semplificato del modello di analisi strutturale, evidenziando la disposizione degli elementi di tipo *frame* utilizzati per modellare i pilastri e setti definitivi mentre sono stati impiegati gli elementi bidimensionali di tipo shell per modellare il solaio di copertura, la soletta di fondazione, l'atrio e le mezzanine.

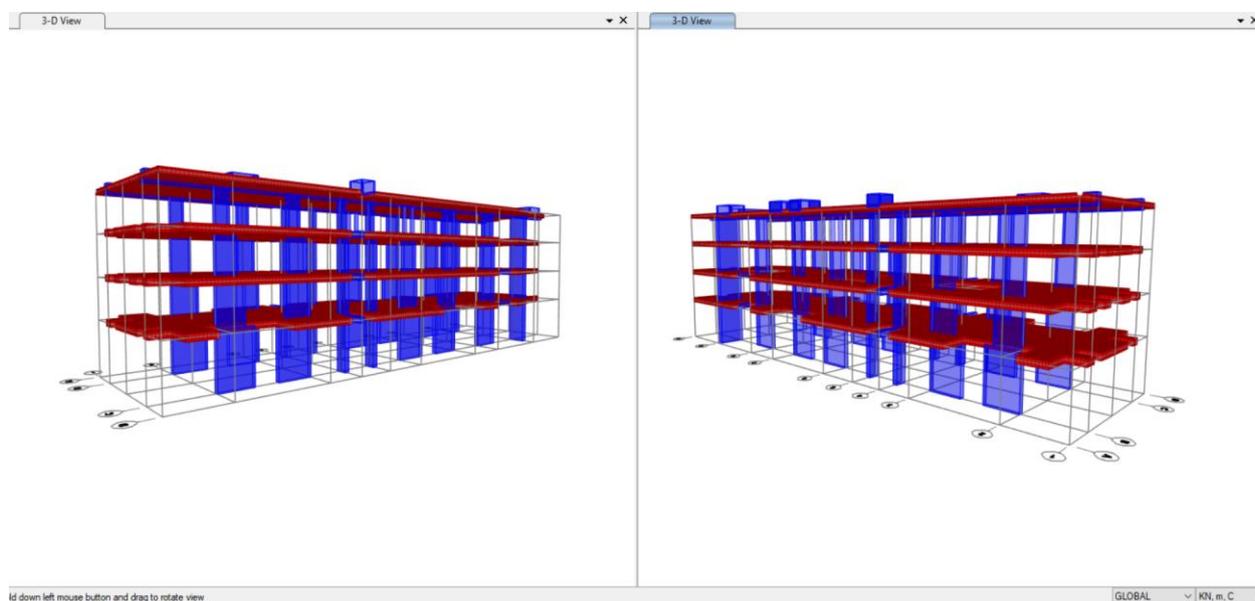


Figura 3. Modello di visualizzazione

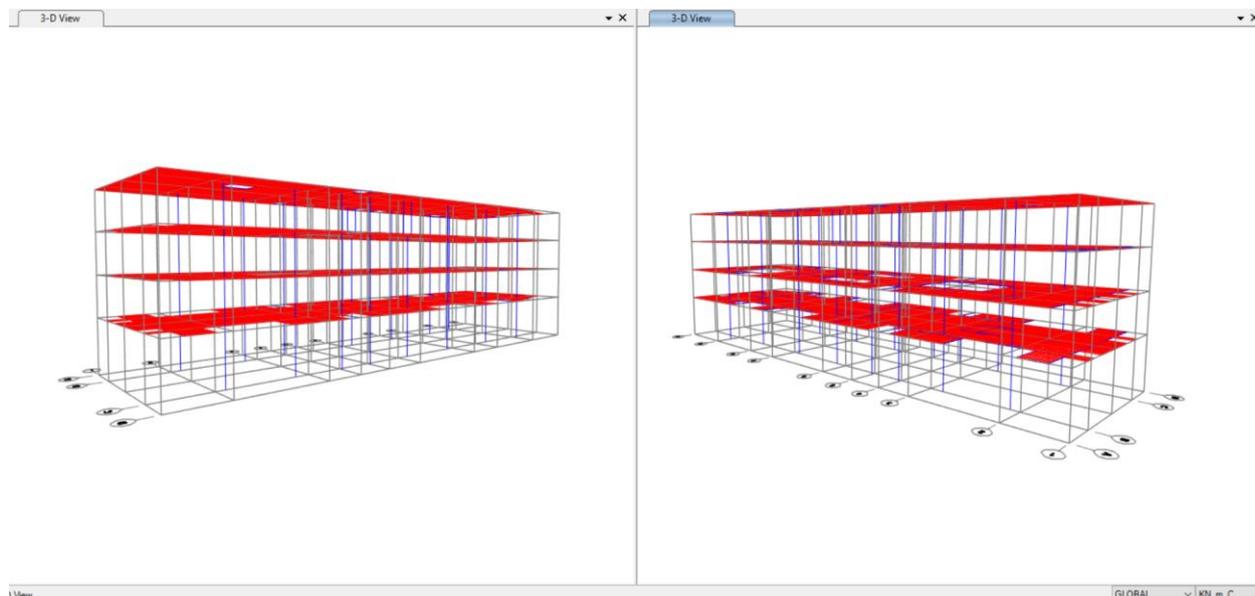


Figura 4. Modello 3D schematico

Il solaio di copertura è costituito da una soletta piena di spessore 0,80m, sostenuta da due travi longitudinali di 1,40x1,60m e semplicemente appoggiate ai diaframmi perimetrali di spessore 1,20/1,00m. Tale ipotesi si basa sul fatto che non è possibile garantire un collegamento rotazionale rigido tra la soletta di copertura e i diaframmi, e rappresenta un'ipotesi più conservativa per il dimensionamento e la verifica strutturale della soletta di copertura, nel capitolo 6.1.4.8 della presente relazione si entra nel merito della scelta di schema statico.

I solai intermedi (livello atrio, il primo e il secondo mezzanino) sono costituiti da una soletta piena di spessore 1,00m, semplicemente appoggiato sui diaframmi perimetrali dove, per garantire la connessione di appoggio, è prevista una scanalatura profonda 0,20m e alta 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm.

I setti provvisori (barrette piles) saranno realizzate dalla superficie con dimensioni 2,80x1,20m e situate fuori fase con la posizione dei setti e i pilasti definitivi. In corrispondenza ai livelli delle solette intermedie, saranno realizzati delle nicchie di 0,30m x 0,20m x 1,30m (Larg. x Prof. x Alt.) per garantire l'efficace sostegno e collegamento dei solai.

I setti definitivi sono rettangolari di dimensioni (5,60-4,20-3,00-2,00) x 0,80m, circolare di diametro 1,00m mentre i pilasti definitivi sono circolare di diametro 1,00m. Entrambi elementi strutturali saranno realizzati dal basso partendo dal solettone di fondazione fino alla soletta di copertura. L'ultima fase consiste nella rimozione dei setti provvisori (barrette piles). La demolizione di questi ultimi raggiunge almeno un metro sotto il piano della soletta di fondazione per garantire la disconnessione dalle restanti fondazioni interrato.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.1.2 Modello strutturale

Per la progettazione sono stati considerati tre modelli di analisi; la prima riproduce la sequenza di costruzione attraverso un'analisi del tipo *Staged Construction* che simula il trasferimento delle forze dai setti provvisori ai pilastri e ai setti definitivi. Il secondo modello considera solo la presenza dei setti provvisori mentre il terzo modello riproduce lo stato definitivo con i pilastri e i setti definitivi (dopo la rimozione dei setti provvisori). Questi ultimi due modelli sono stati utilizzati per le verifiche strutturali dei setti provvisori e i pilastri e i setti definitivi.

I modelli strutturali consistono in un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi (l'atrio e le mezzanine) e le colonne interne (setti e pilastri finali). In particolare, per tenere in considerazione della sequenza costruttiva è stata implementata un'analisi del tipo *Staged Construction*, che è un tipo di analisi statica non lineare che consente di riprodurre le diverse fasi di costruzione, aggiungendo o rimuovendo porzioni della struttura e schemi di carico. L'ALLEGATO A presenta graficamente della sequenza costruttiva.

✖ Staged Construction Tree - Staged Construction — □

Expand All Collapse All

- STAGE 1: Provide Output; Output Name = Add Temp;
 - ADD Structure: Group = BARRETTES
 - LOAD Objects If Added: Group = BARRETTES; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
- STAGE 2: Provide Output; Output Name = Copertura;
 - ADD Structure: Group = COPERTURA
 - LOAD Objects If Added: Group = COPERTURA; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
 - LOAD Objects If Added: Group = COPERTURA; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects If Added: Group = COPERTURA; Load Type = LOAD; Load Name = SOIL; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects If Added: Group = COPERTURA; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 1,5
- STAGE 3: Provide Output; Output Name = Atrio;
 - ADD Structure: Group = ATRIO
 - LOAD Objects If Added: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
 - LOAD Objects If Added: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 0,
 - LOAD Objects If Added: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE PUBLIC; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects If Added: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 0,375



Staged Construction Tree - Staged Construction

Expand All Collapse All

- STAGE 1: Provide Output; Output Name = Add Temp;
- STAGE 2: Provide Output; Output Name = Copertura;
- STAGE 3: Provide Output; Output Name = Atrio;
- STAGE 4: Provide Output; Output Name = Mezz1;
 - ADD Structure: Group = MEZZ 1
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 0,
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE PUBLIC; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 0,375
- STAGE 5: Provide Output; Output Name = Mezz2;
 - ADD Structure: Group = MEZZ 2
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 0,
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE PUBLIC; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects If Added: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 0,375
- STAGE 6: Provide Output; Output Name = Sette perm;
 - ADD Structure: Group = COLUMNS
 - LOAD Objects If Added: Group = ALL; Load Type = LOAD; Load Name = DEAD; Scale Factor = 1,3
- STAGE 7: Provide Output; Output Name = Remove Temp;
 - REMOVE Structure: Group = BARRETTES
 - LOAD Objects: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects: Group = ATRIO; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 1,125
 - LOAD Objects: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects: Group = MEZZ 1; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 1,125
 - LOAD Objects: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = S.DEAD; Scale Factor = 1,5
 - LOAD Objects: Group = MEZZ 2; Load Type = LOAD; Load Name = LIVE TECHNICAL; Scale Factor = 1,125



Nelle zone di intersezione tra i setti con i solai, è stata definita una *mesh* in modo tale che i nodi coincidono con il perimetro dei setti. Nella Figura 5 è mostrata un dettaglio di una zona di intersezione tra una soletta intermedia di spessore 1,00 m e un setto di 2,70x0,80m. Assegnando dei *Body Constraints* ai nodi evidenziati, è possibile simulare l'estensione della porzione rigida della soletta in prossimità del nodo centrale ed ottenere le sollecitazioni agenti sulla soletta in corrispondenza diretta delle facce delle barrette. Analogamente, per i setti, sono stati considerati degli *End Offsets* ad entrambe le estremità dell'elemento, con dimensioni pari alla metà dello spessore della soletta, per simulare la porzione rigida della barretta in prossimità del nodo, ed ottenere le forze agenti sui setti in corrispondenza diretta delle facce superiore e inferiore dei solai. Questa considerazione del modello è stata applicata su tutti i nodi solaio-setti del modello strutturale.

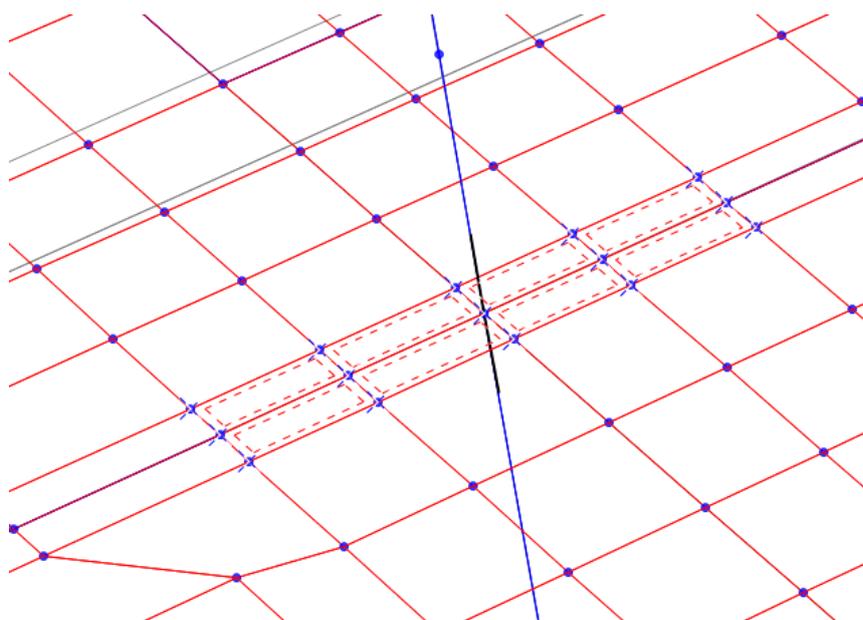


Figura 5. Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-pilastro

Il modello strutturale riproduce fedelmente la distribuzione delle aperture disposte sulla soletta di copertura e sui solai intermedi. Le Figure 8, 9 e 10 mostrano le viste in pianta dei solai. Sia la soletta di copertura che le solette intermedie risultano essere semplicemente appoggiate sul loro perimetro sostenute dai diaframmi perimetrali. Le Figure 11 e 12 mostrano le elevazioni dei telai longitudinali e trasversali. Si assume che le barrette siano incastrate a livello del solettone di fondo.



Per tutti gli elementi *shell*, il sistema di assi locali è stato definito in modo tale che la direzione 1-1 corrisponda alla direzione longitudinale della stazione, e la direzione 2-2 corrisponda alla direzione trasversale della stazione.

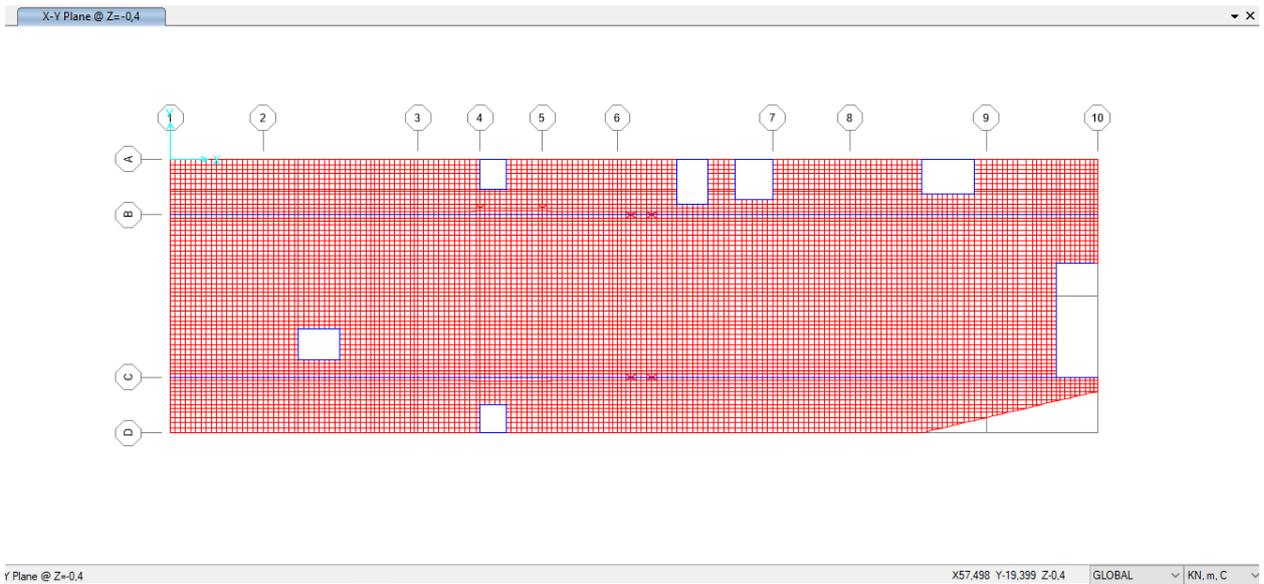


Figura 6. Soletta di copertura (livello strada)

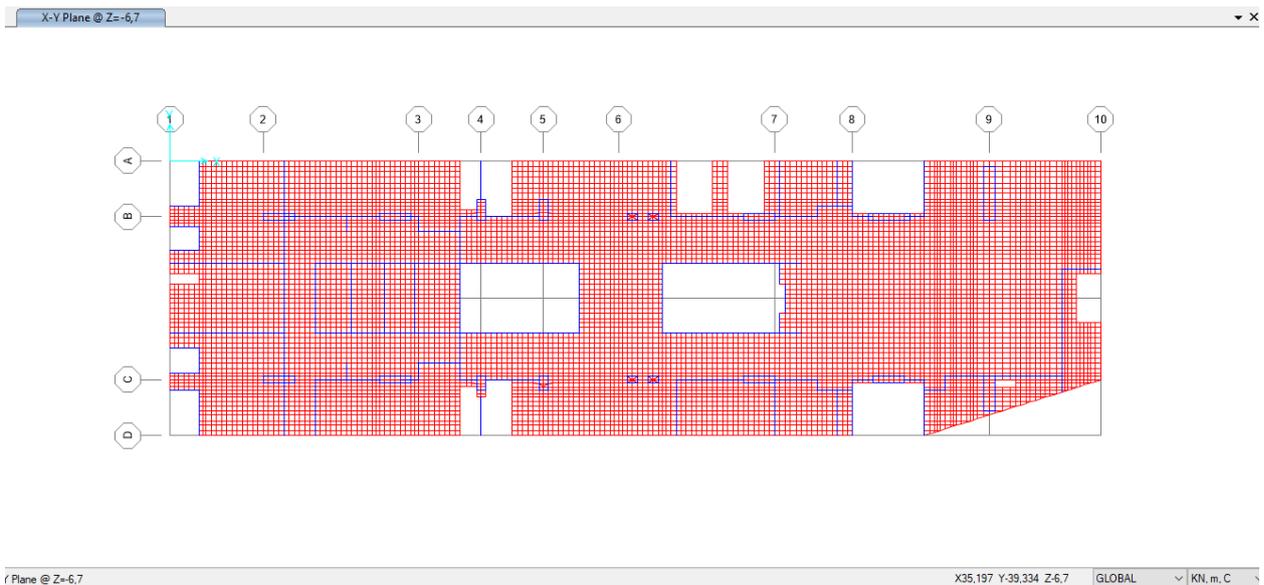


Figura 7. Soletta intermedia (livello atrio)

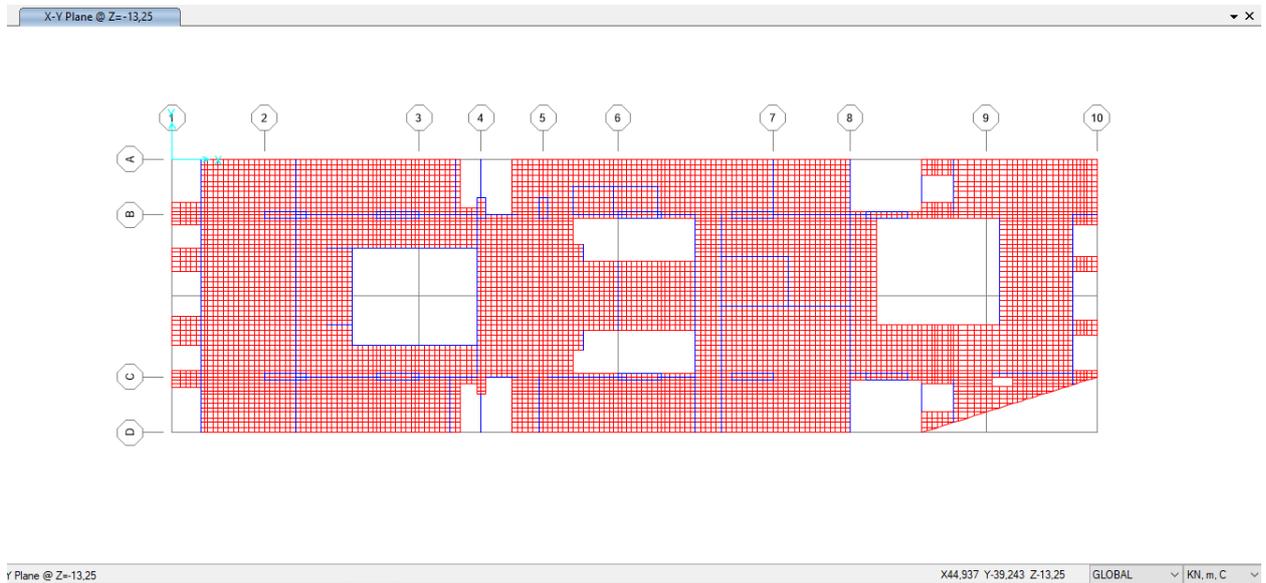


Figura 8. Soletta intermedia (primo mezzanino)

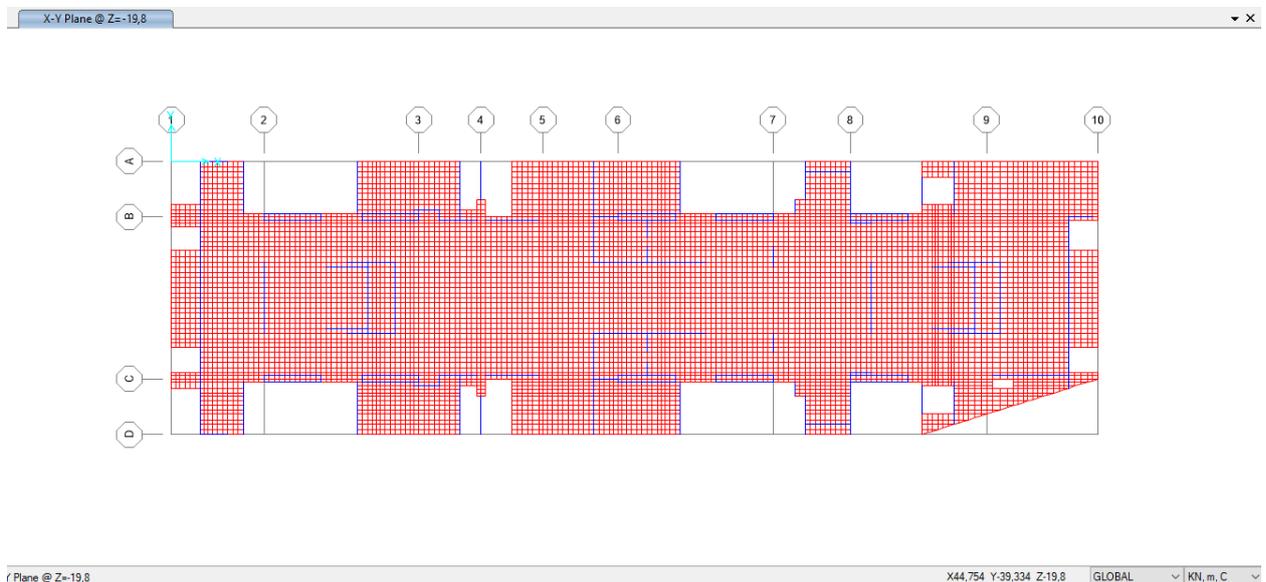


Figura 9. Soletta intermedia (secondo mezzanino)

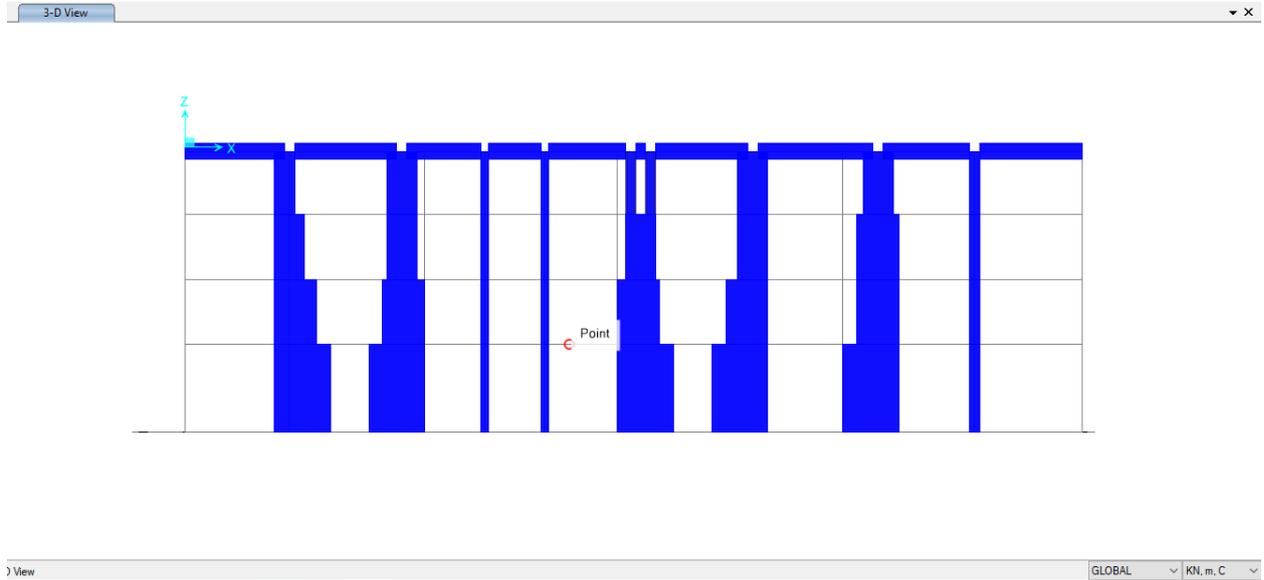


Figura 10. Telaio longitudinale (asse B = C)

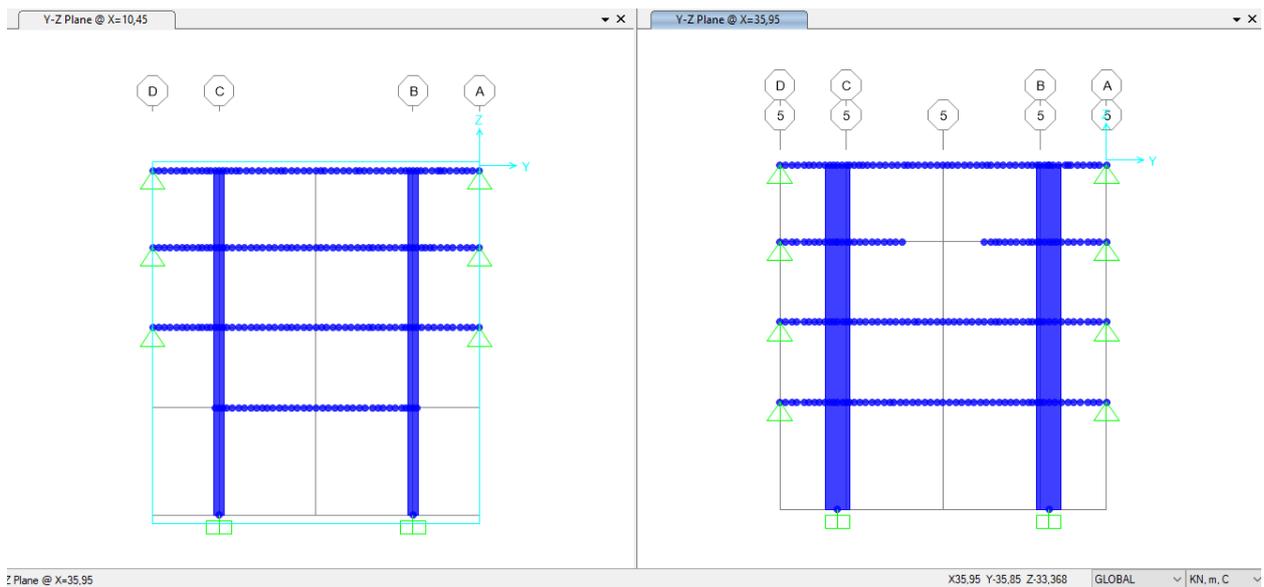


Figura 11. Telai trasversali (asse 2 e 5)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.1.3 Carichi e combinazioni

- *Soletta di copertura:*

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $0,80\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 20,0 \text{ kN/m}^2$ (G_1 -Dead)

Massetto per formazione pendenze = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Rinterro = $(1,80 + 0,50) \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 46,0 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - Rinterro)

Carichi variabili:

Sovraccarichi esterni = $20,0 \text{ kN/m}^2$ (Q_1 - Live)

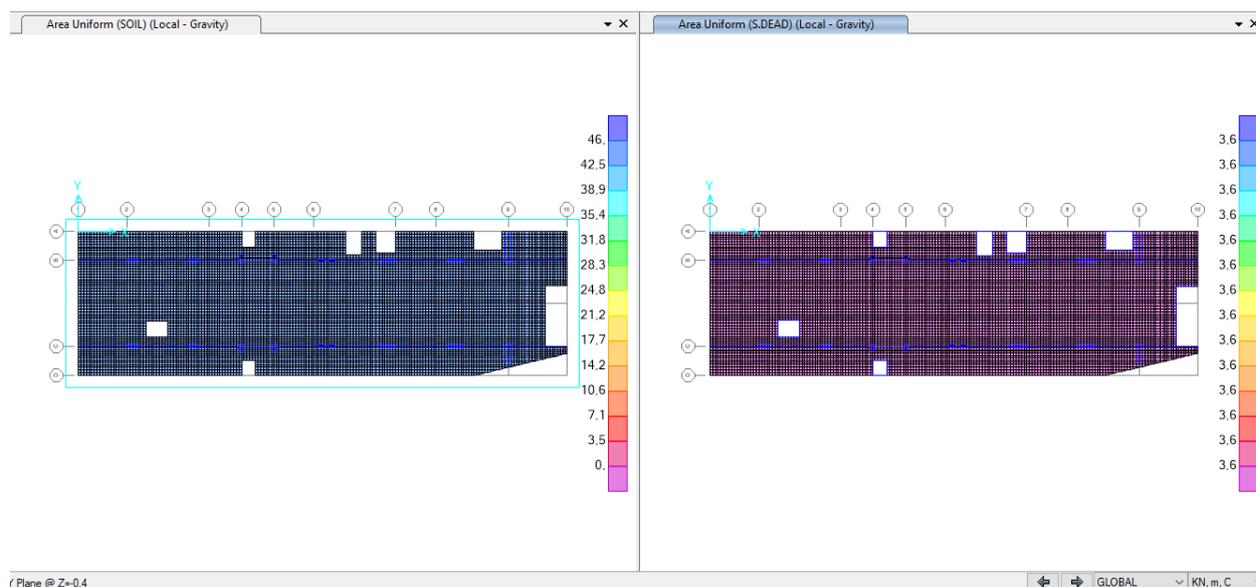


Figura 12. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

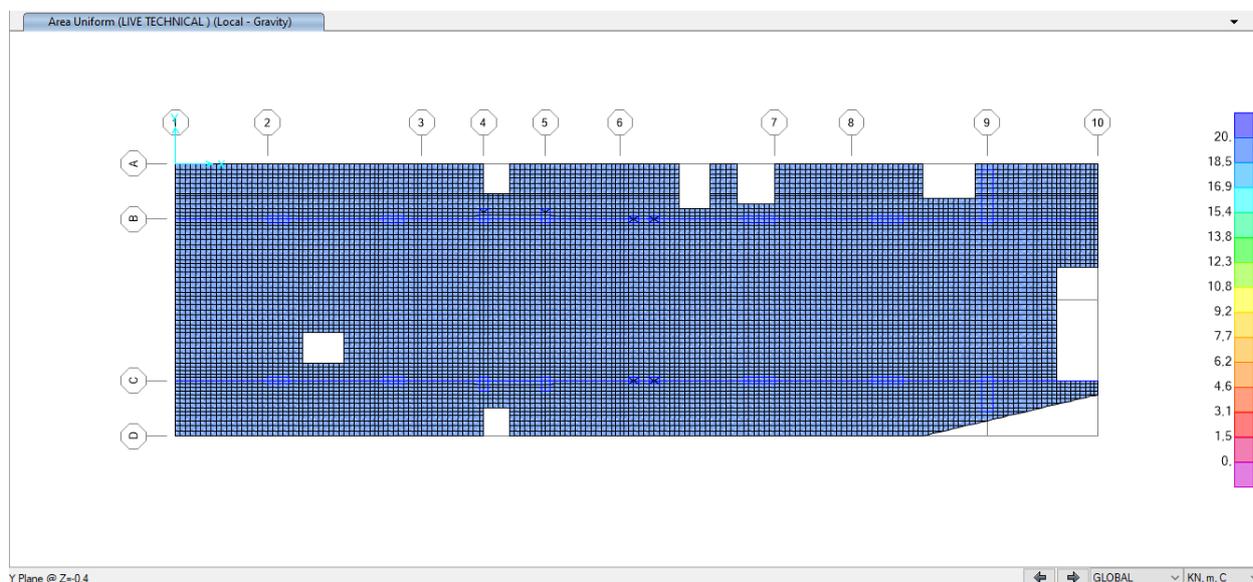


Figura 13. Carichi variabili sulla soletta di copertura

- *Solaio intermedio (livello atrio):*

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (G_1 -Dead)

Pavimentazione = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Divisori interni = $P \times H$ (kN/m) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 5,90\text{m} = 19,50 \text{ kN/m}$ (G_2 - S_Dead)

Peso tramezzi e della struttura di supporto $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni H (m) = 5,90m (Nota 1)

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche = $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) = $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) = $20,0 \text{ kN/m}^2$

Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame* (*section none*) in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come $P \times H$, in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.

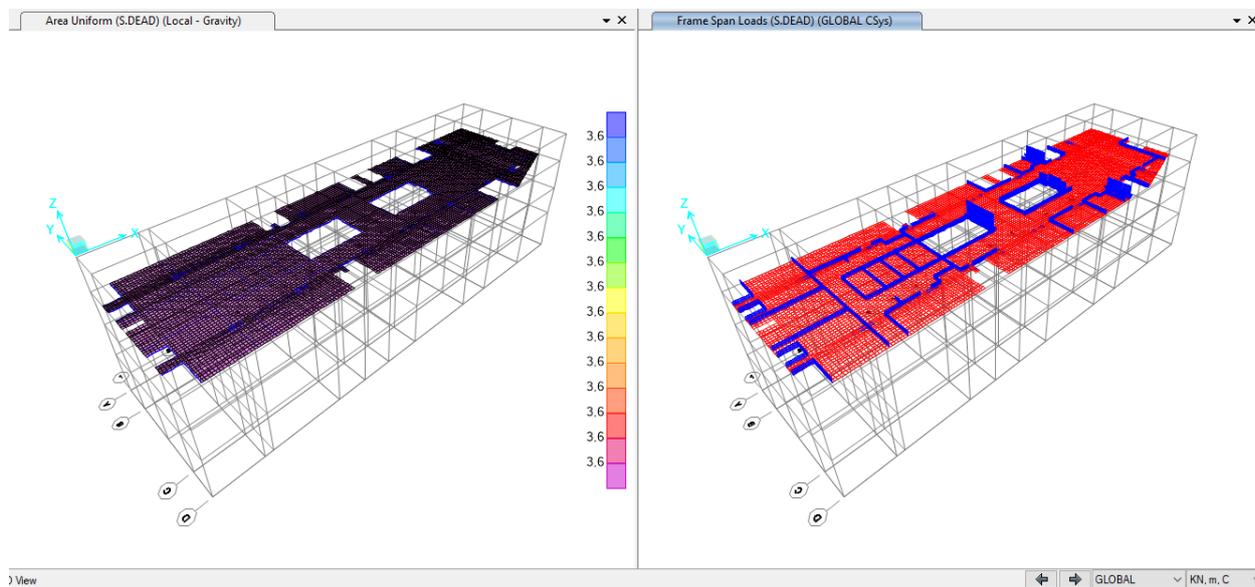


Figura 14. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio

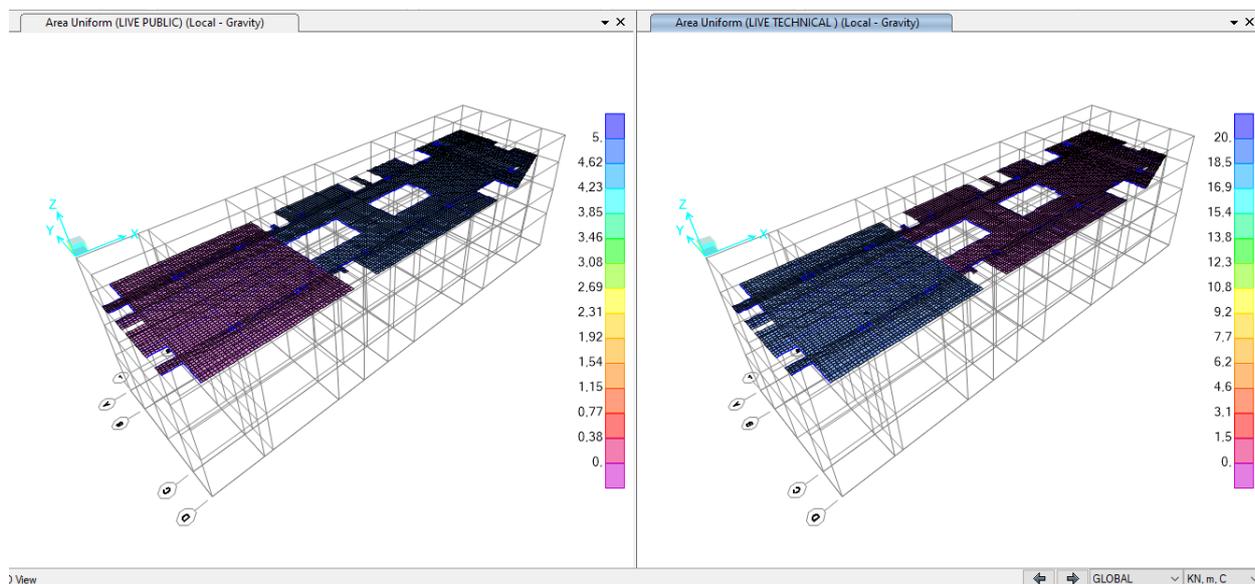


Figura 15. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio



- Solaio intermedio (livello primo mezzanino):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (G_1 -Dead)

Pavimentazione = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Divisori interni = $P \times H$ (kN/m) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 5,60\text{m} = 18,50 \text{ kN/m}$ (G_2 - S_Dead)

Peso tramezzi e della struttura di supporto $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni H (m) = 5,60m

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche = $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) = $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) = $20,0 \text{ kN/m}^2$

Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame* (*section none*) in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come $P \times H$, in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.

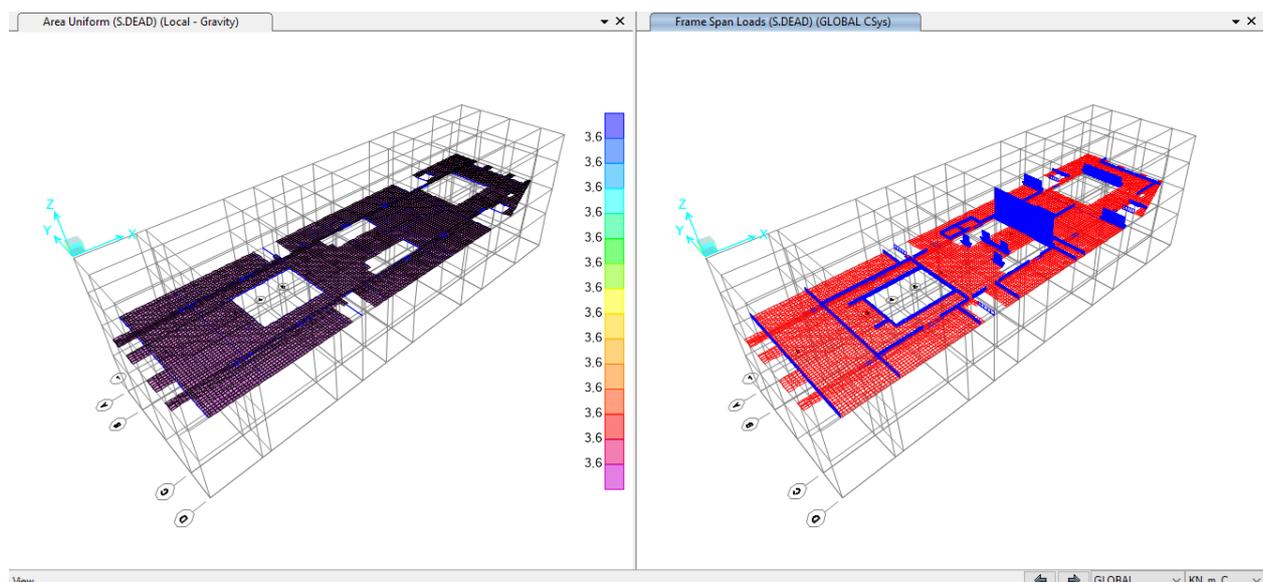


Figura 16. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino

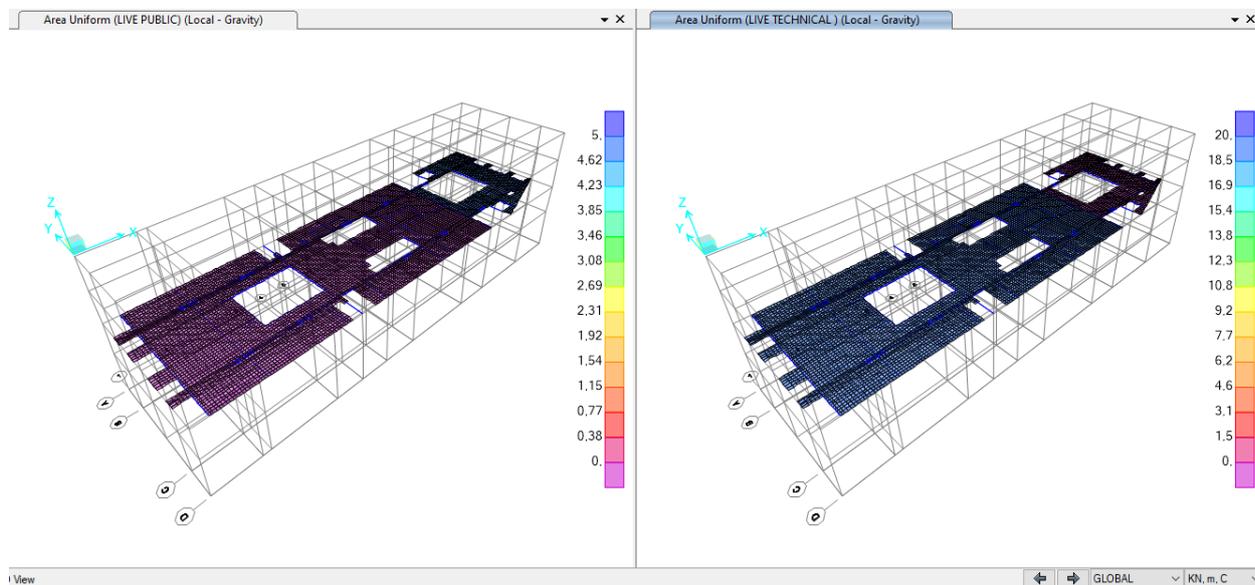


Figura 17. Carichi variabili sulla soletta intermedia – primo mezzanino

- Solaio intermedio (livello secondo mezzanino):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (G_1 -Dead)

Pavimentazione = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Divisori interni = $P \times H$ (kN/m) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 5,60\text{m} = 18,50 \text{ kN/m}$ (G_2 - S_Dead)

Peso tramezzi e della struttura di supporto $P = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Altezza libera delle divisioni interni H (m) = 5,60m

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

Sovraccarichi nelle aree pubbliche = $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (non sistema) = $10,0 \text{ kN/m}^2$

Sovraccarichi aree tecniche (sistema) = $20,0 \text{ kN/m}^2$

Nota 1: Per l'applicazione dei carichi lineari, sono stati incorporati elementi virtuali del tipo a *frame* (*section none*) in corrispondenza della loro posizione sul solaio, e i carichi applicati agli elementi come carichi distribuiti calcolato come $P \times H$, in modo che il loro effetto si traduca in carichi puntuali sui nodi di *meshing*.

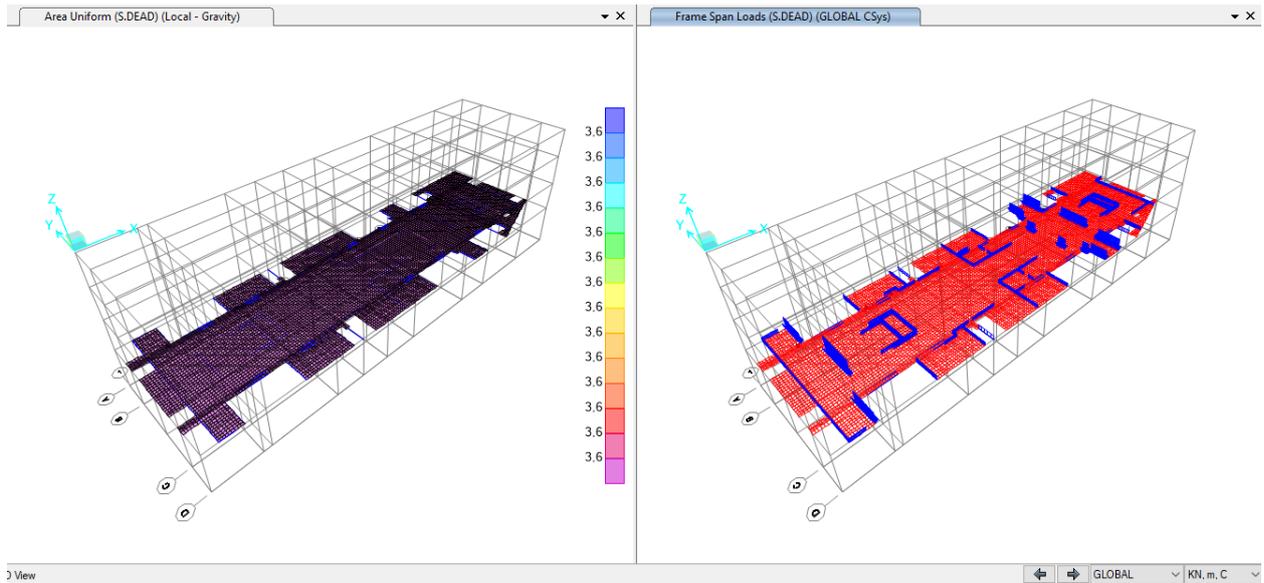


Figura 18. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino

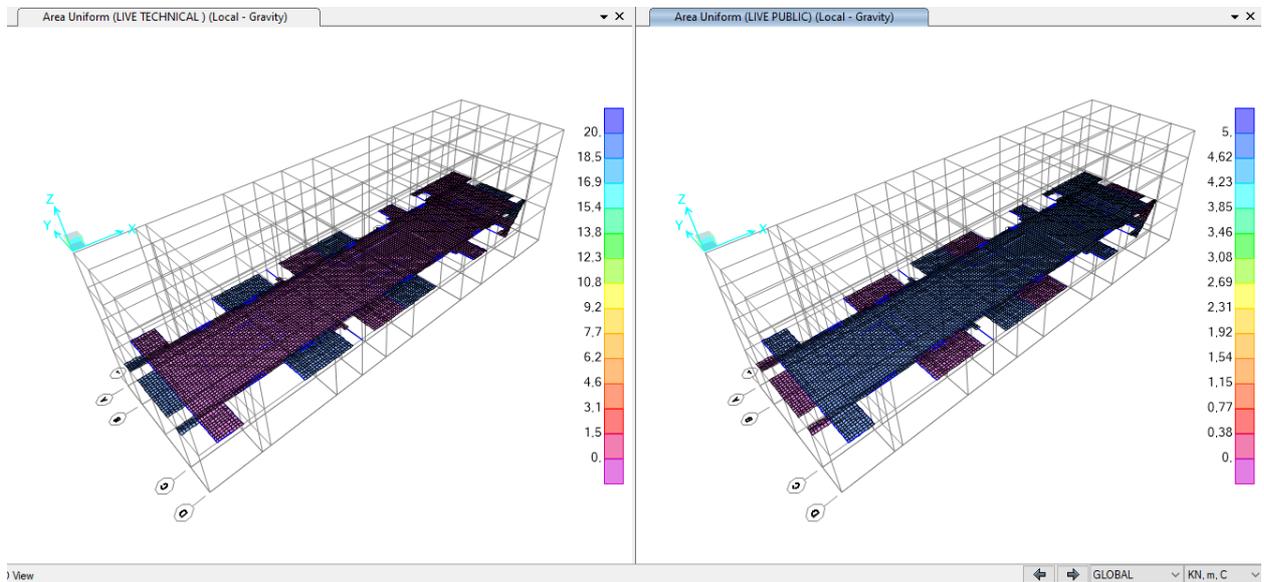


Figura 19. Carichi variabili sulla soletta intermedia – secondo mezzanino

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \quad \text{conservativamente, per combinazione quasi-permanente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$



6.1.4 Risultati e verifiche strutturali

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU. I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione. Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

La Figura 202 mostra una vista della deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali.

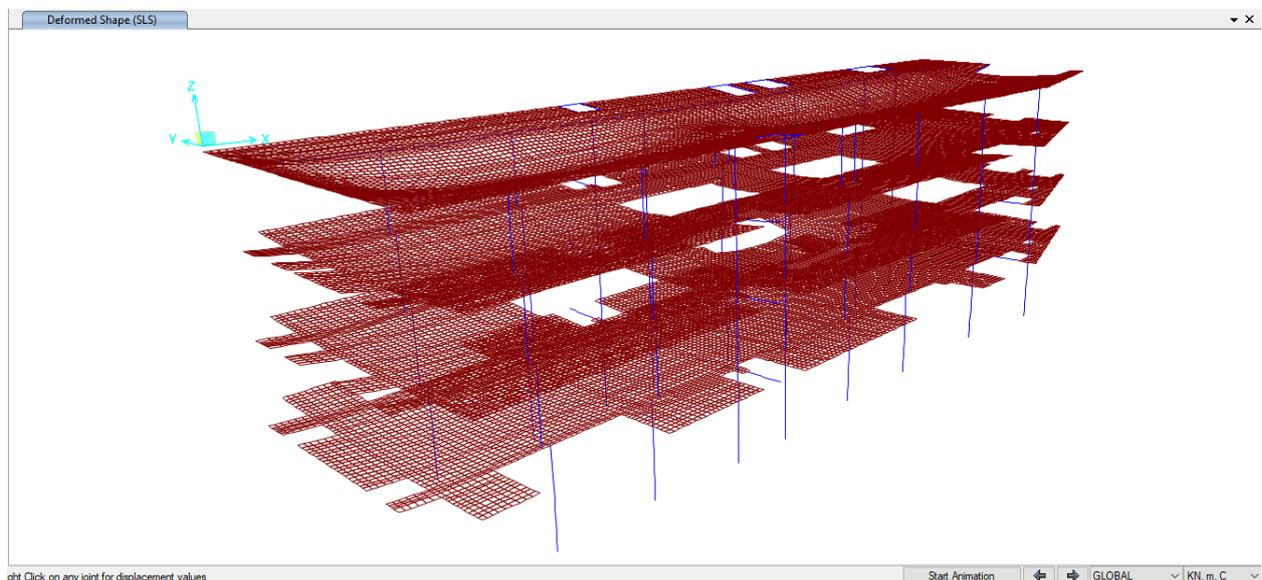


Figura 20. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali

6.1.4.1 Soletta di copertura

L'ALLEGATO B presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di copertura

- Verifiche SLU – Soletta di copertura (livello strada)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 80cm separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_i \cdot d \quad A_{s, min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 75 = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 20/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm^2/cm). Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

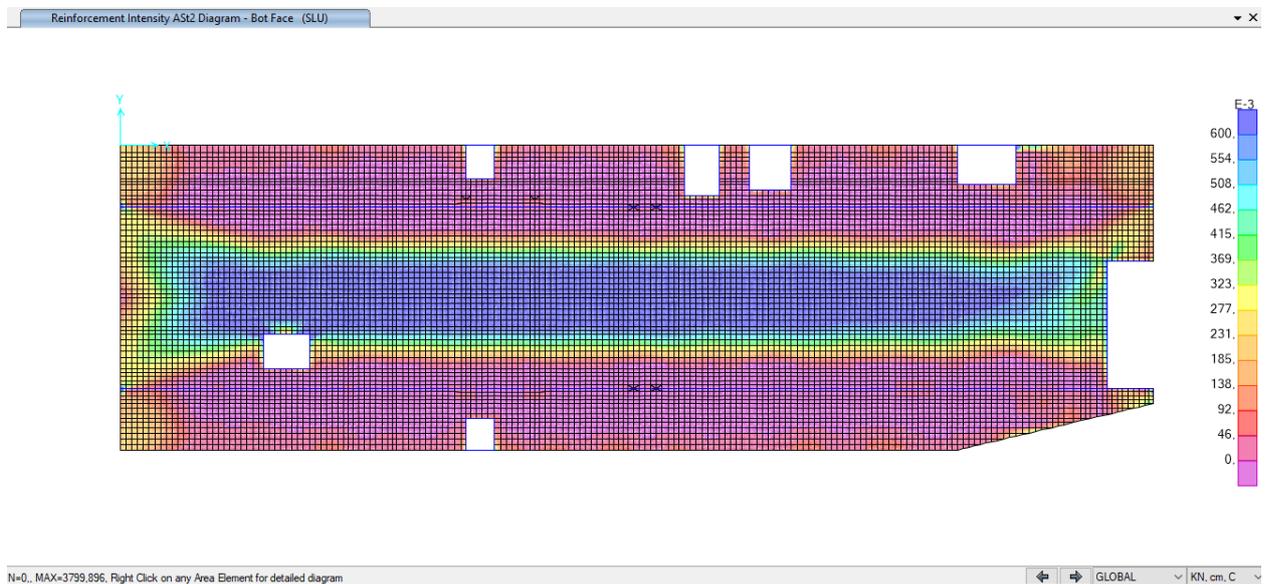


Figura 21. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

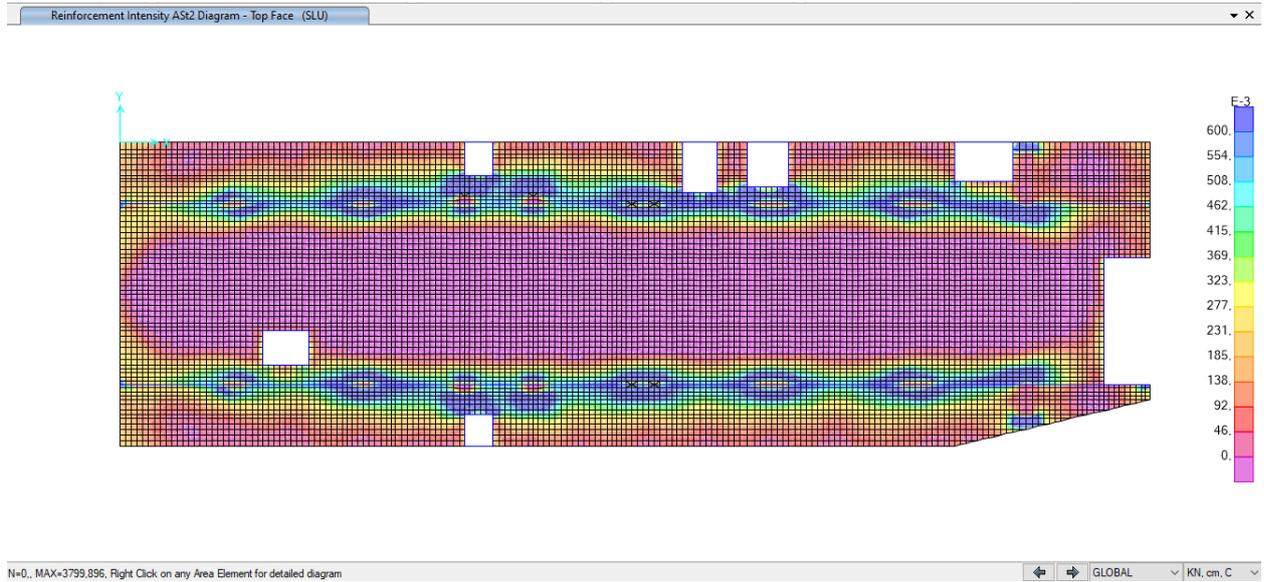


Figura 22. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

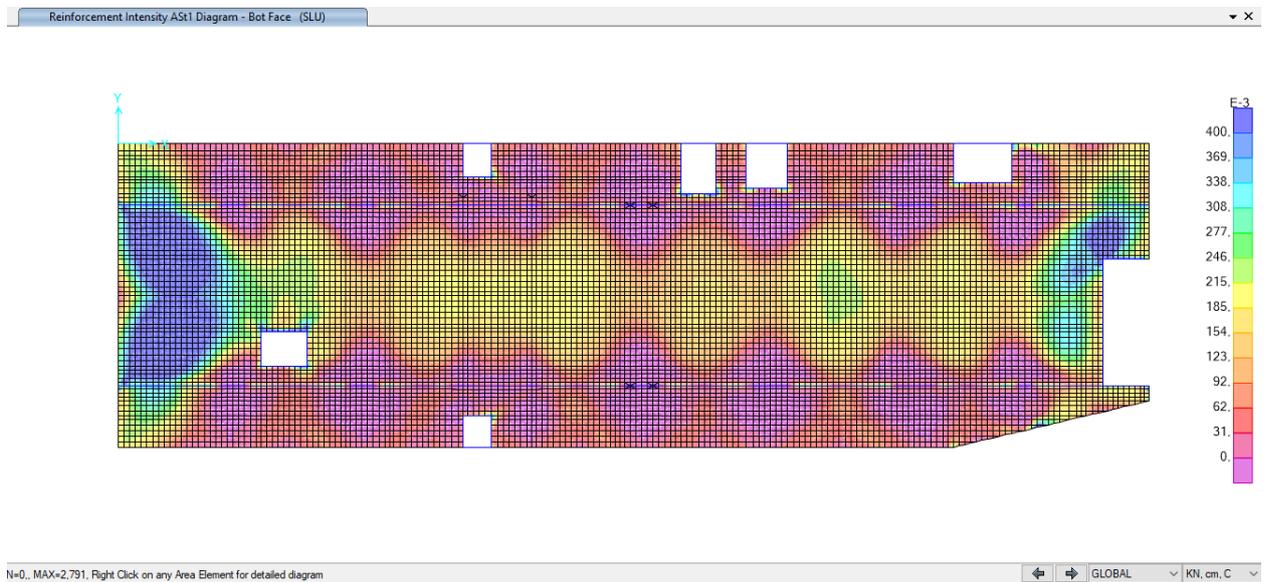


Figura 23. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

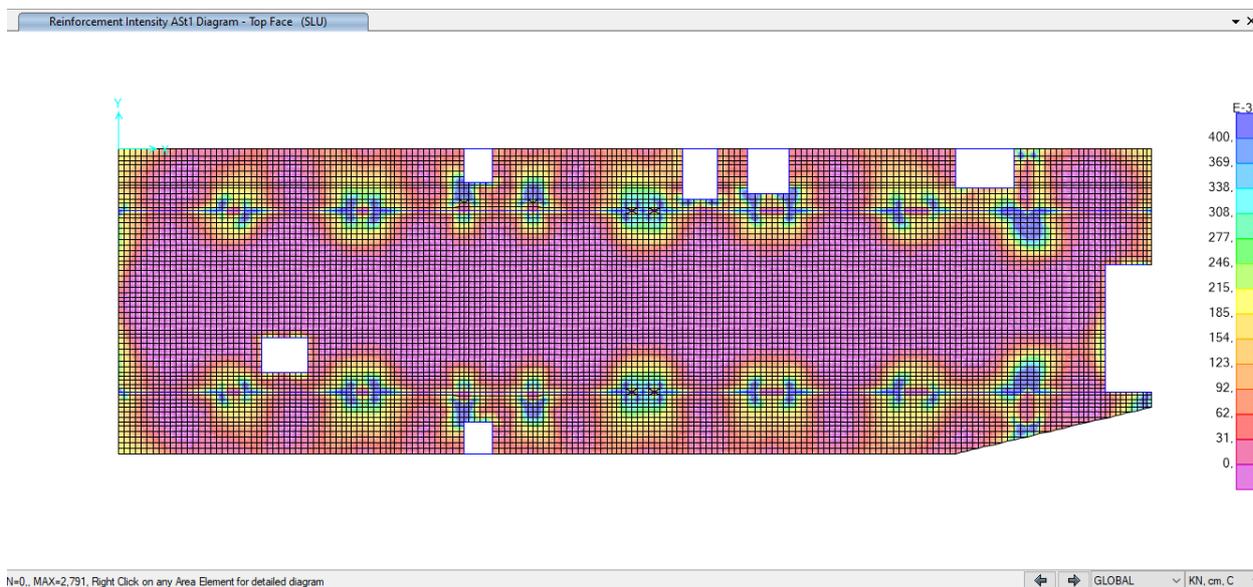


Figura 24. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di copertura:

Tabella 8 Armature soletta di copertura

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC	Assi C	Tra assi CD
1-8	Trasv. Superiore	$\phi 24/200$	$\phi 24/100$	$\phi 24/200$	$\phi 24/100$	$\phi 24/200$
	Trasv. Inferiore	$\phi 24/200$	$\phi 24/200$	$2\phi 24/100$	$\phi 24/200$	$\phi 24/200$
	Long. Superiore	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$
	Long. Inferiore	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$	$\phi 20/200$



ii) Verifica al taglio:

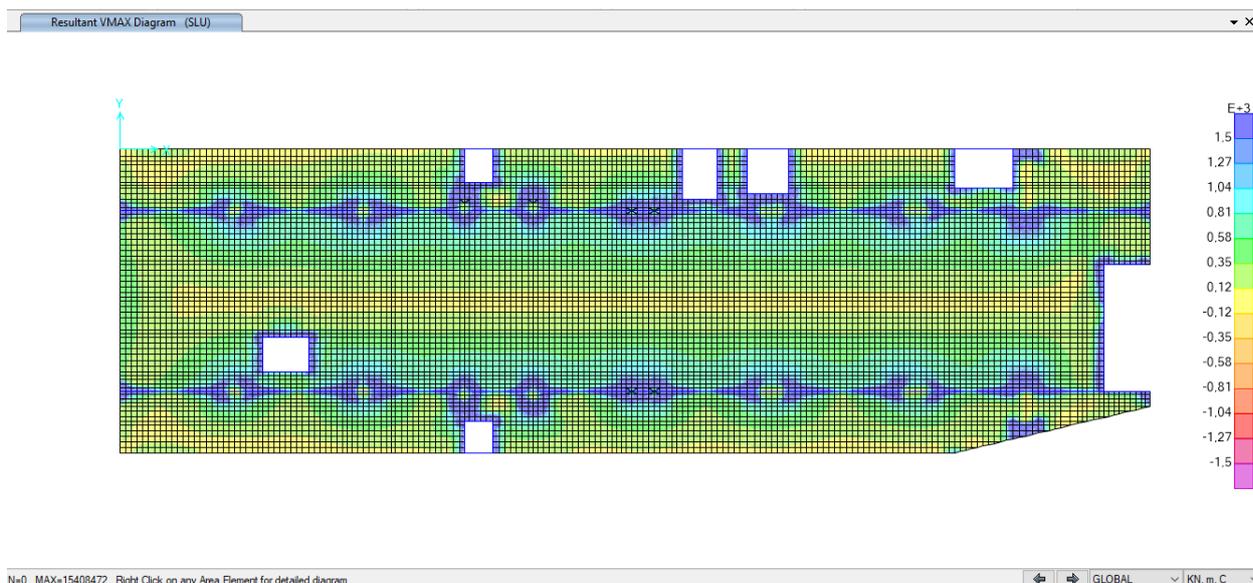


Figura 25. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro d della faccia Trave

$$A_{St} = \phi 16/200/200 \quad V_{Rd} = 2220 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto soletta

$$A_{St} = \phi 16/400/400 \quad V_{Rd} = 555 \text{ kN/m}$$

- Verifiche SLE – Soletta di copertura

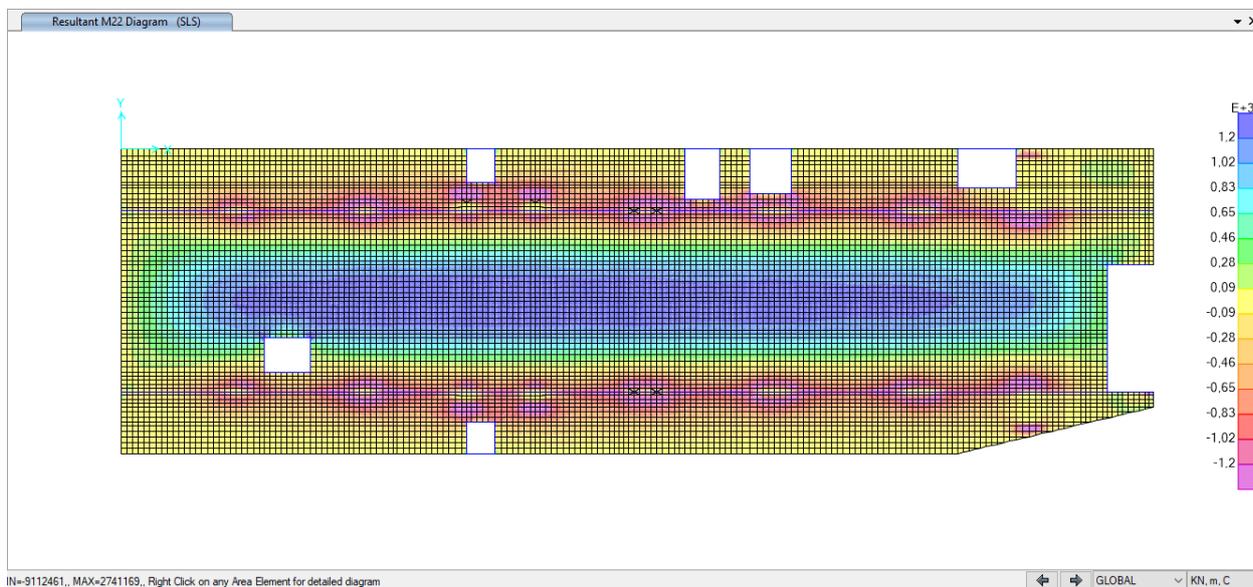


Figura 26. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

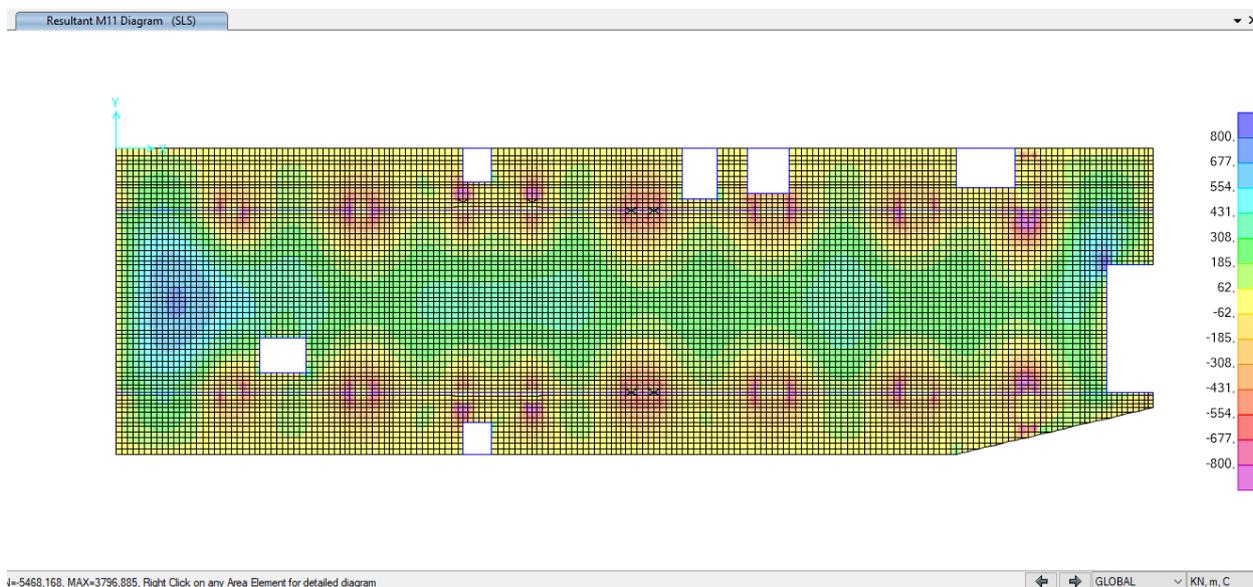


Figura 27. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0,30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0,30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Tabella 9 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _{Rd} (kN.m/m)
T1	80	72.5	2φ24/100	φ24/200	1215	2230
T2	80	72.5	φ24/100	φ24/200	525	1205
T3	80	72.5	φ24/200	φ24/200	190	626
L1	80	70	φ20/100	φ20/200	300	816
L2	80	70	φ20/200	φ20/200	100	440

Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

L'allegato B include come riferimento un esempio di calcolo dei momenti flettenti M_{lim} e M_{Rd} per la sezione T1, ottenuto tramite il software RC-SEC

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

La Figura 30 mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

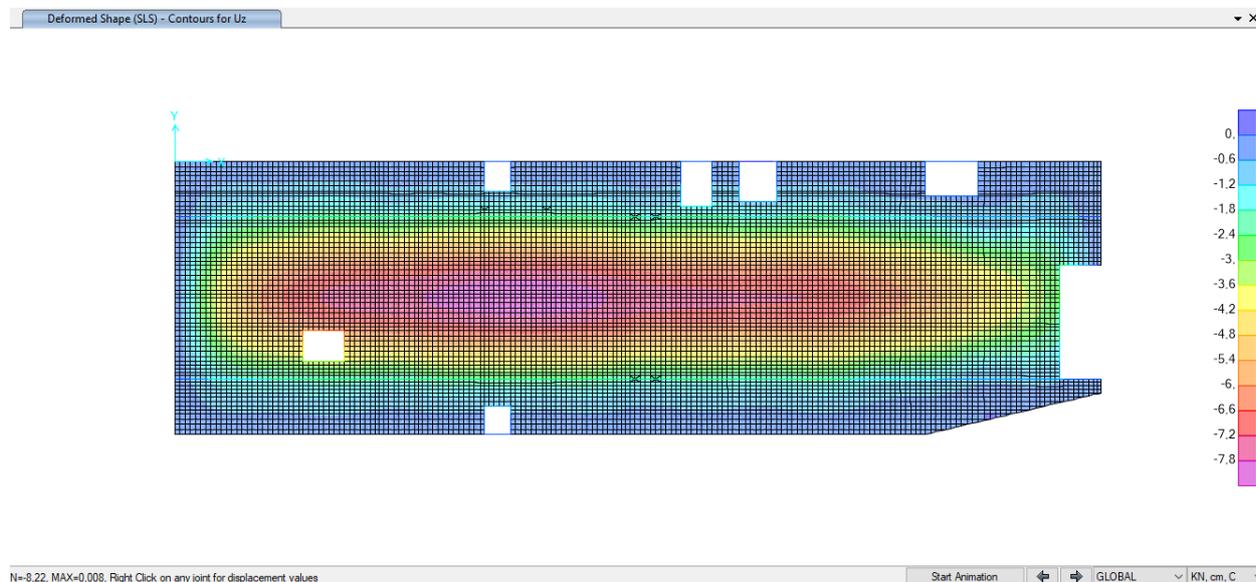


Figura 28. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata



Tabella 10 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{supp}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	15,80	4,96	1/320
3	15,80	5,72	1/275
4	15,80	6,22	1/255
5	15,80	6,26	1/252
6	15,80	6,22	1/255
7	15,80	6,00	1/260
8	15,80	5,44	1/290
9	15,80	4,03	1/390

6.1.4.2 Soletta intermedia livello atrio

L'ALLEGATO C presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta intermedia

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 95 = 15.90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

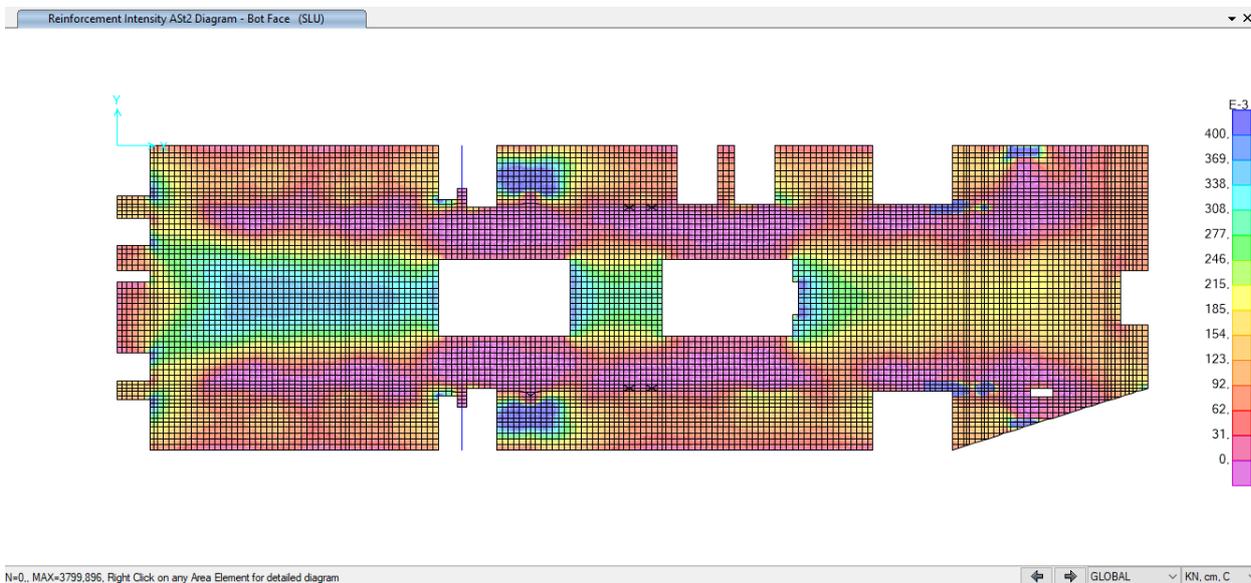


Figura 29. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore – direzione trasversale

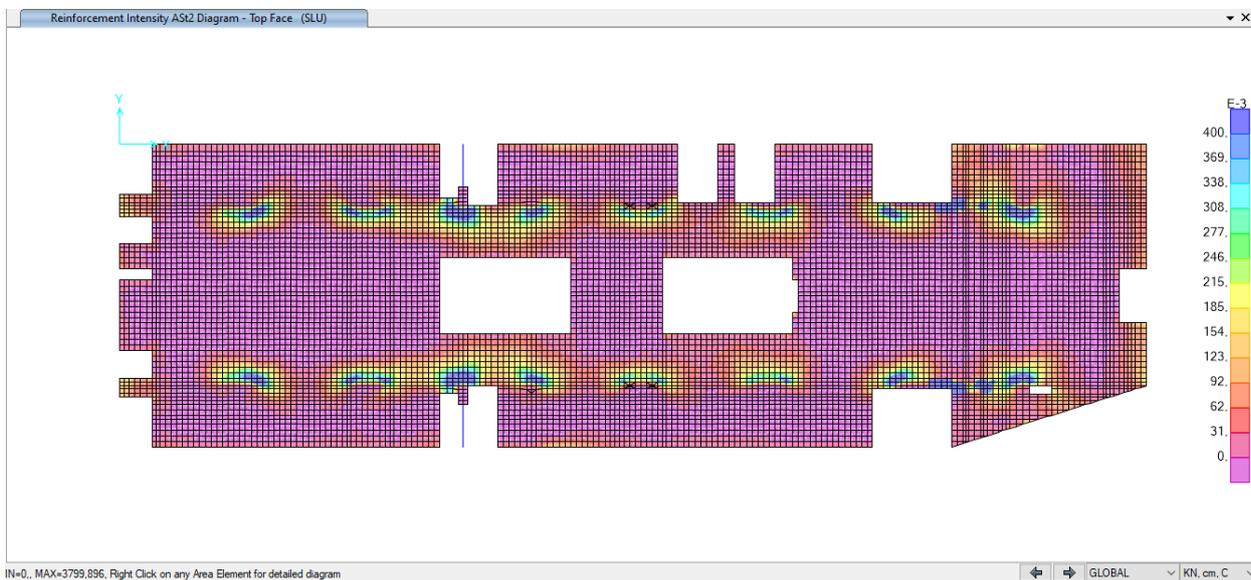


Figura 30. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore – direzione trasversale

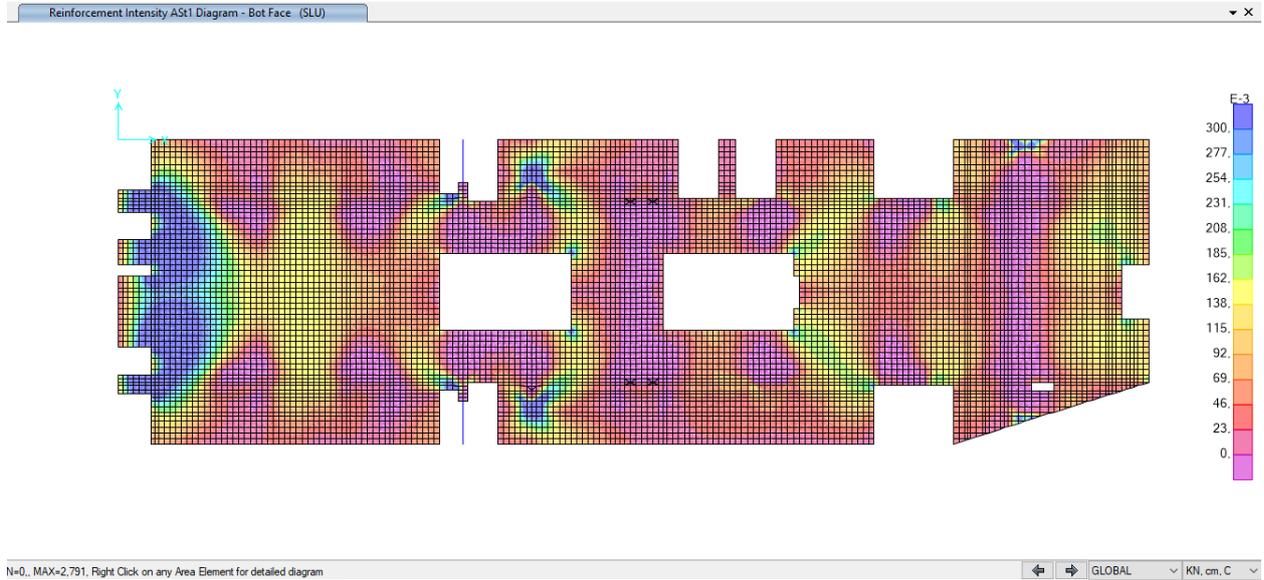


Figura 31. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore – direzione longitudinale

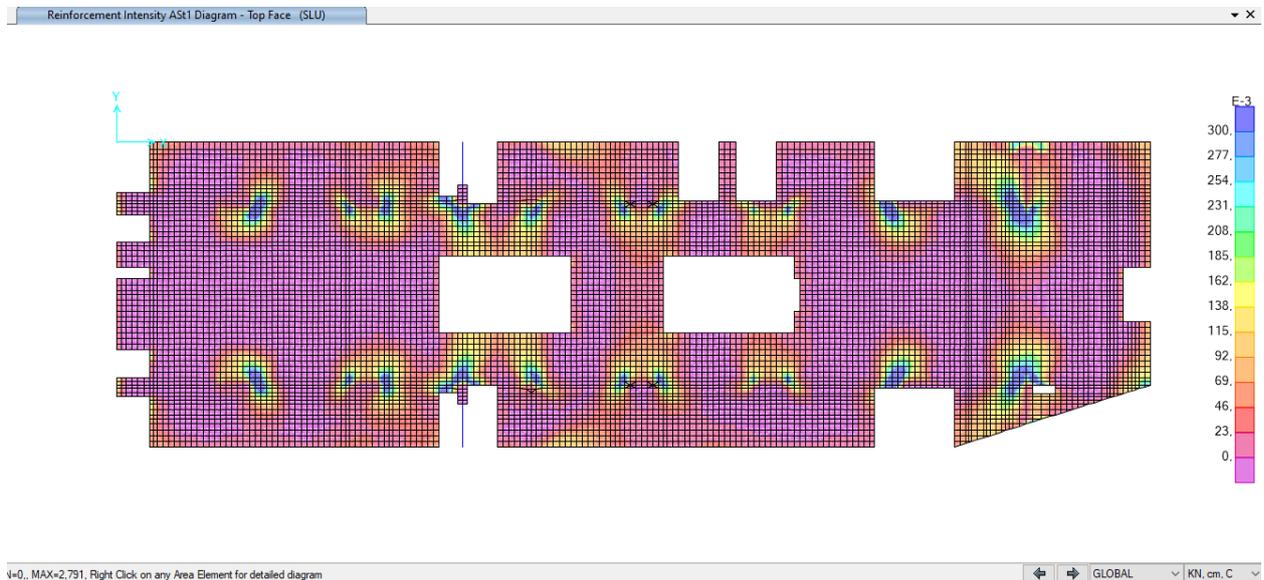


Figura 32. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore – direzione longitudinale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di atrio:

Tabella 11 Armature della soletta intermedia (Atrio)

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC	Assi C	Tra assi CD
1-8	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

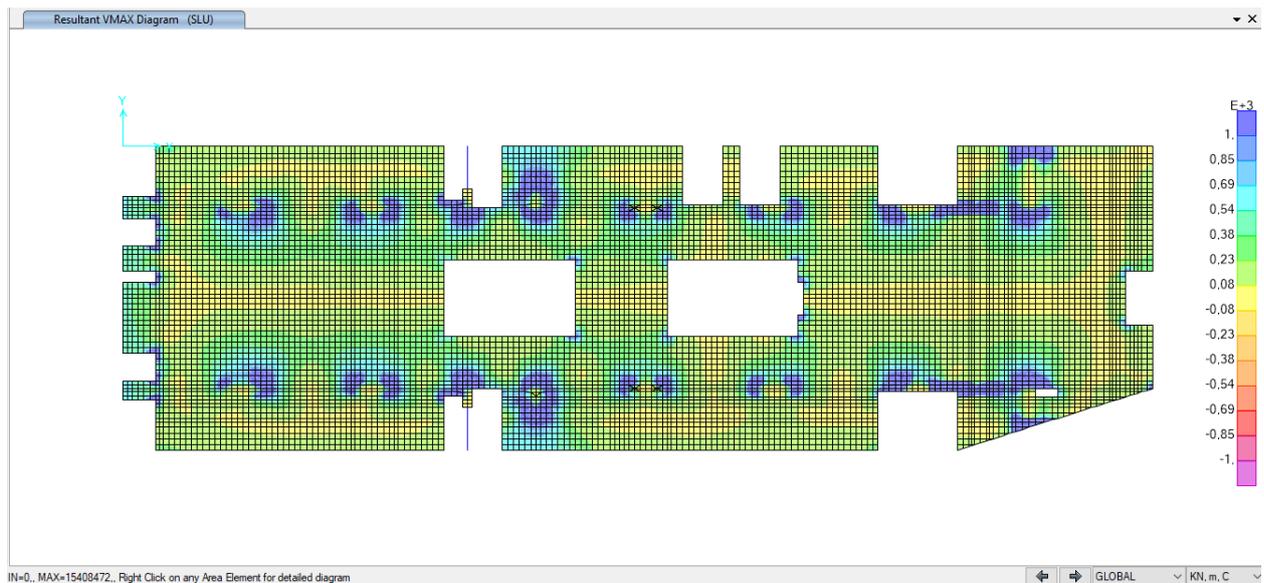


Figura 33. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro 2d faccia delle barrete $A_{St} = \phi 20/200/200$ $V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$

Zona 2: Resto $A_{St} = \phi 20/400/500$ $V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC2018 §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 3,00x0,80 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 8900$ kN

V_{Ed} (kN)	8900			
b (m)	3,0			
h (m)	0,8			
d (m)	0,9			
u_1 (m)	22,0			
β	1,5			
v_{Ed} (MPa)	0,67			
f_{ck} (MPa)	30			
f_{yk} (MPa)	450			
k =	1,471			
$v_{Rd,c}$ (MPa)	0,34			
				$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
ϕ (mm)	20,00	A_b (cm ²)	3,14	
s_r (m)	0,20			
u_d (m)	14,80			
A_{sw} (cm ²)	232,48			
$v_{Rd,cs}$ (MPa)	3,36 > v_{Ed}			
				$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$

- Verifiche SLE – Soletta intermedia

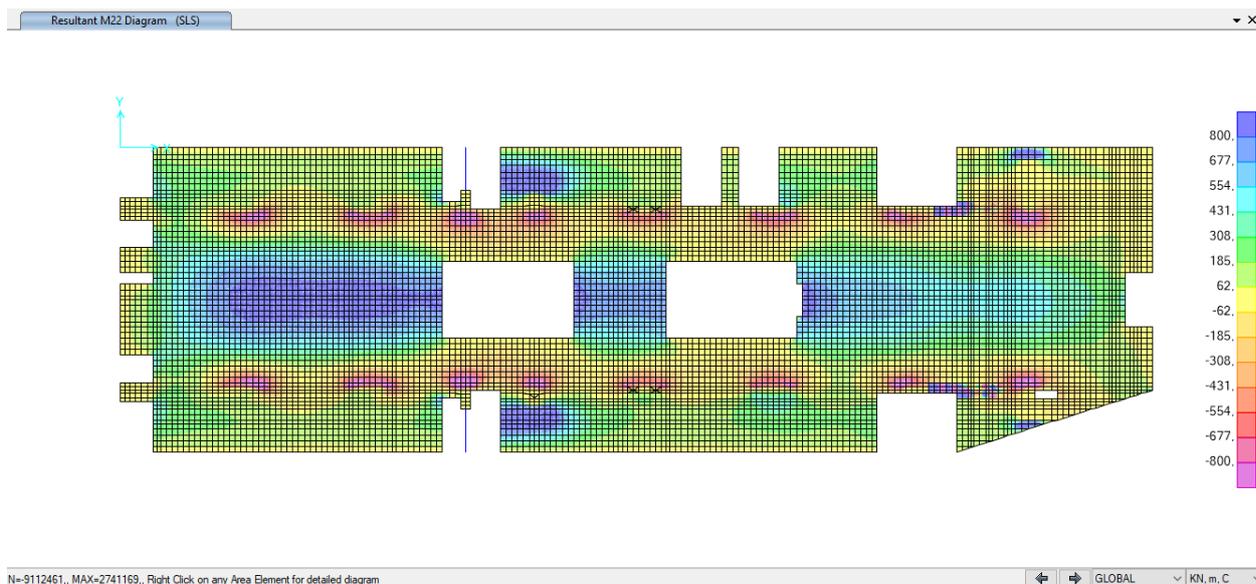


Figura 34. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

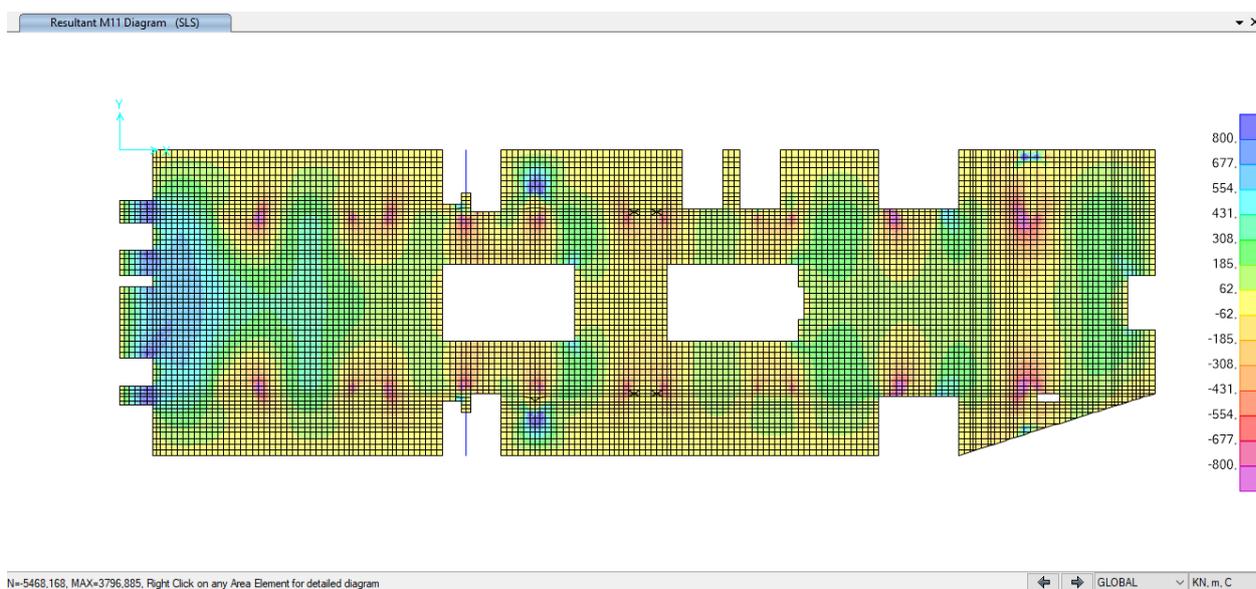


Figura 35. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Tabella 12 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	φ24/100	φ24/200	655	1550
T2	100	92.5	φ24/200	φ24/200	245	800
L1	100	90	φ24/125	φ24/125	385	1215
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	120	640

Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

ii) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

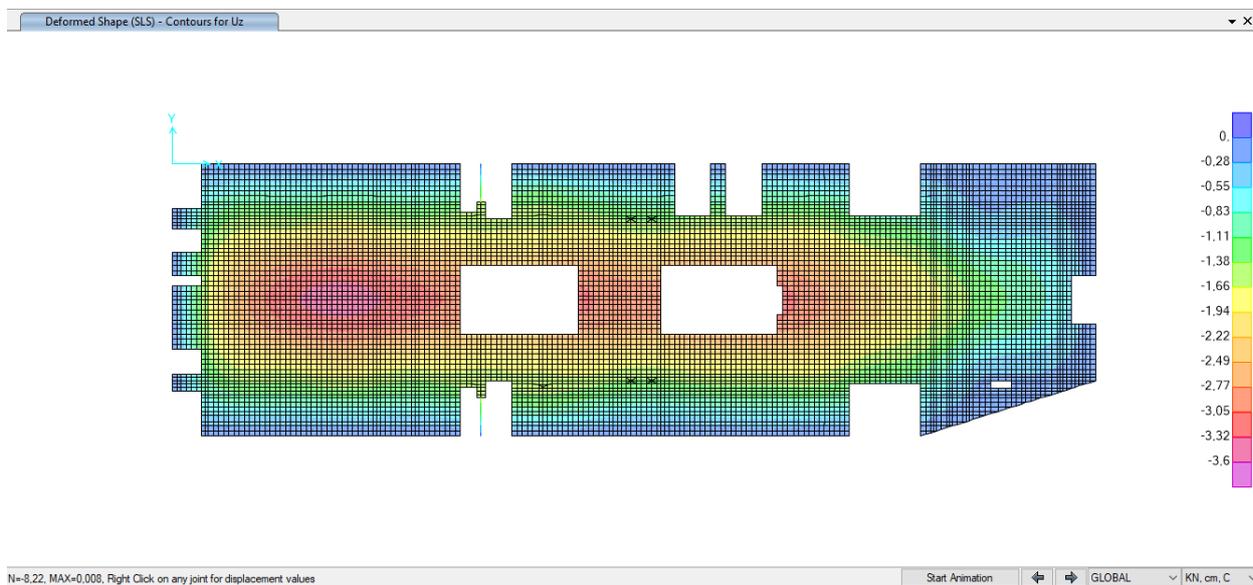


Figura 36. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l’abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 13 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	15,80	1,92	1/820
3	15,80	1,85	1/850
4	5,20	0,98	1/530
5	5,20	1,08	1/480
6	15,80	1,72	1/1920
7	5,20	1,48	1/350
8	15,80	1,52	1/1040
9	15,80	1,11	1/1420

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.1.4.3 Soletta intermedia livello primo mezzanino

L'ALLEGATO D presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta banchina superiore

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Banchina)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 95 = 15.90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

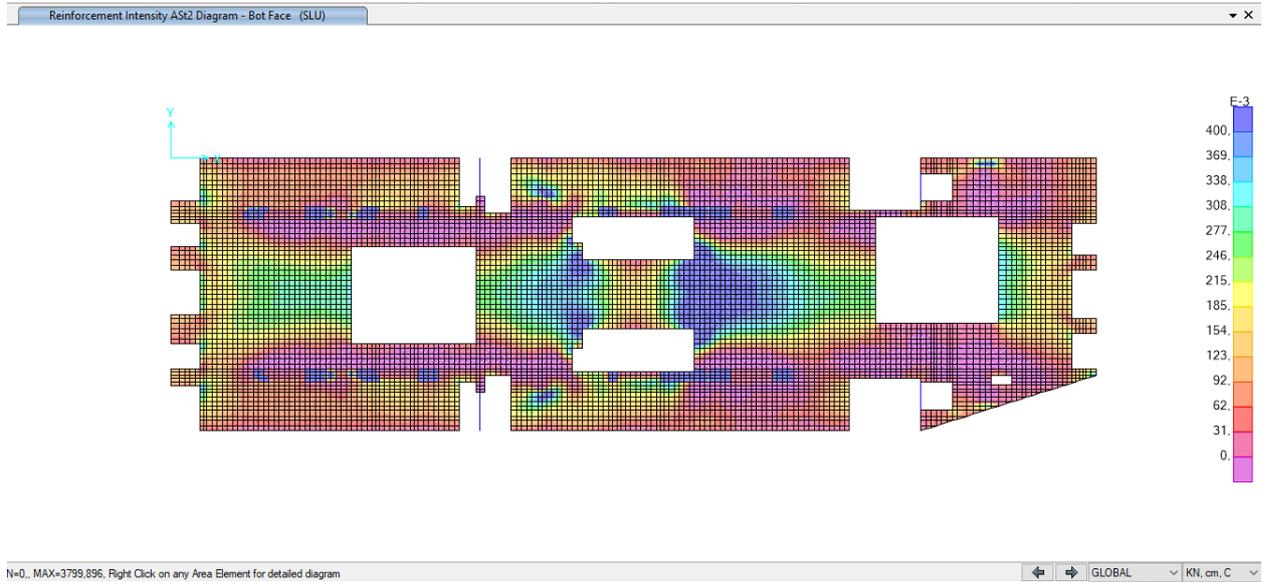


Figura 37. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

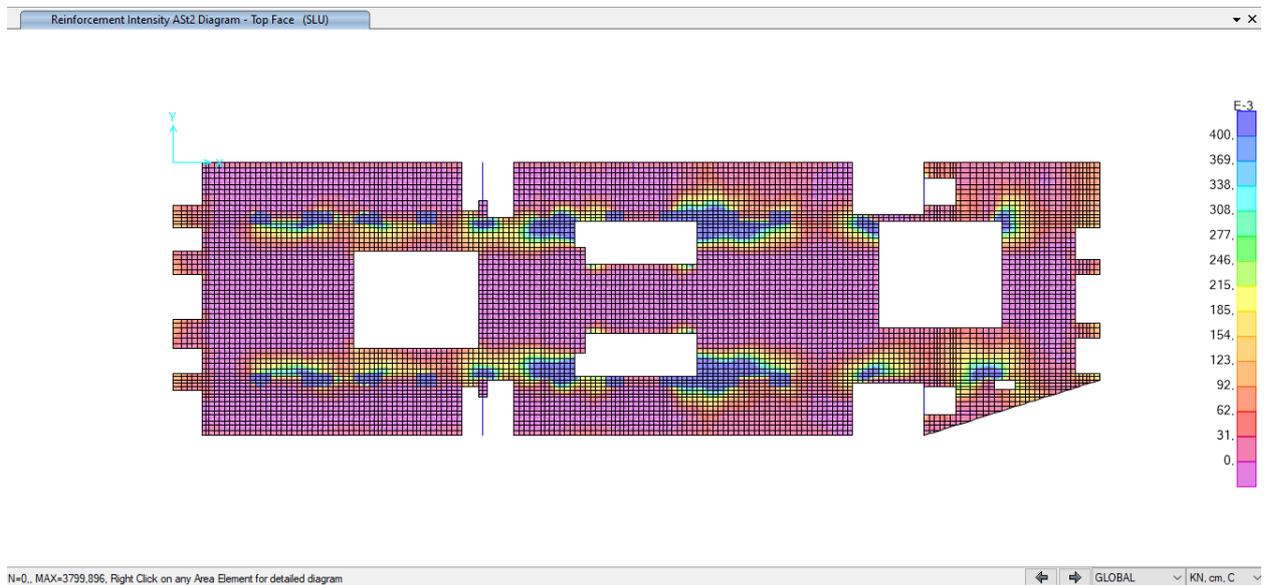


Figura 38. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

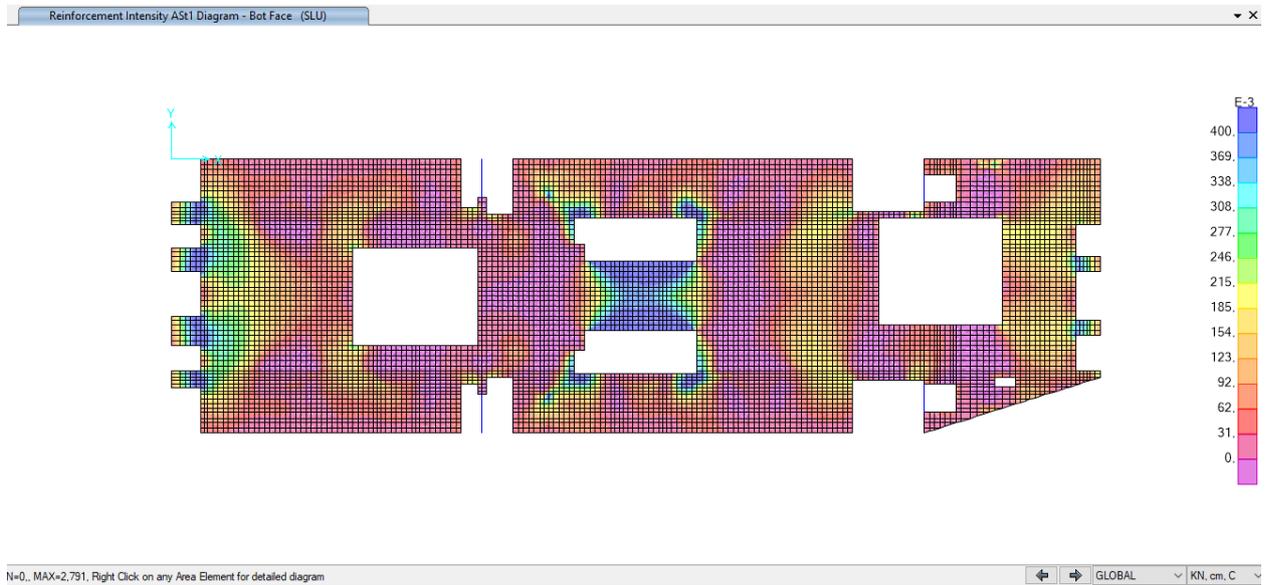


Figura 39. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

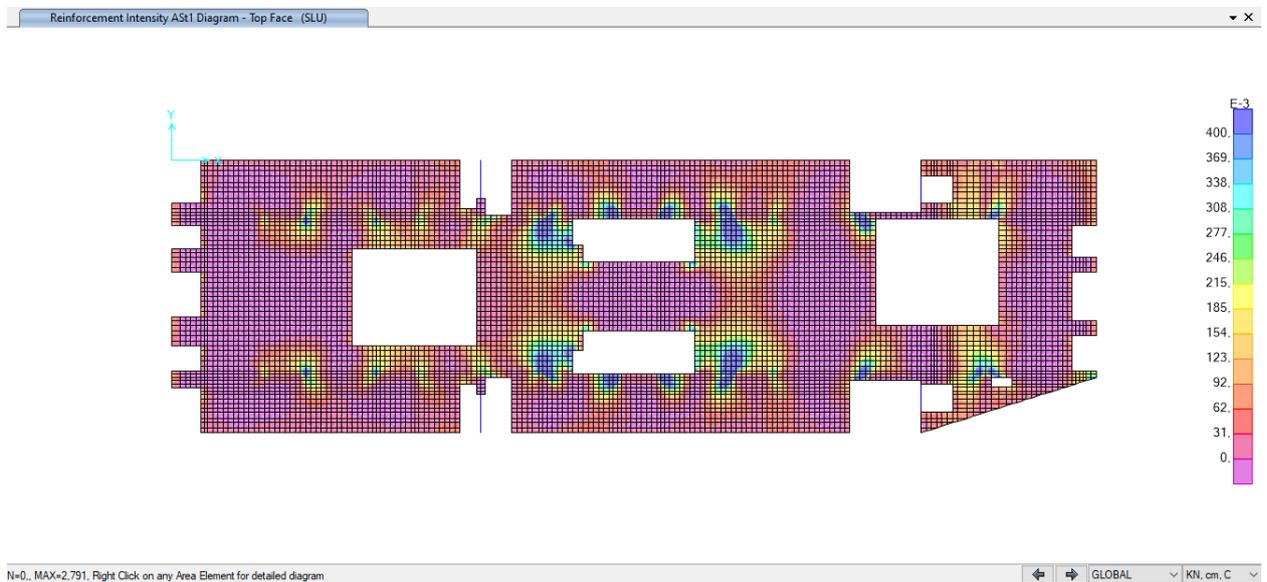


Figura 40. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di banchina:

Tabella 14 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC	Assi C	Tra assi CD
1-8	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

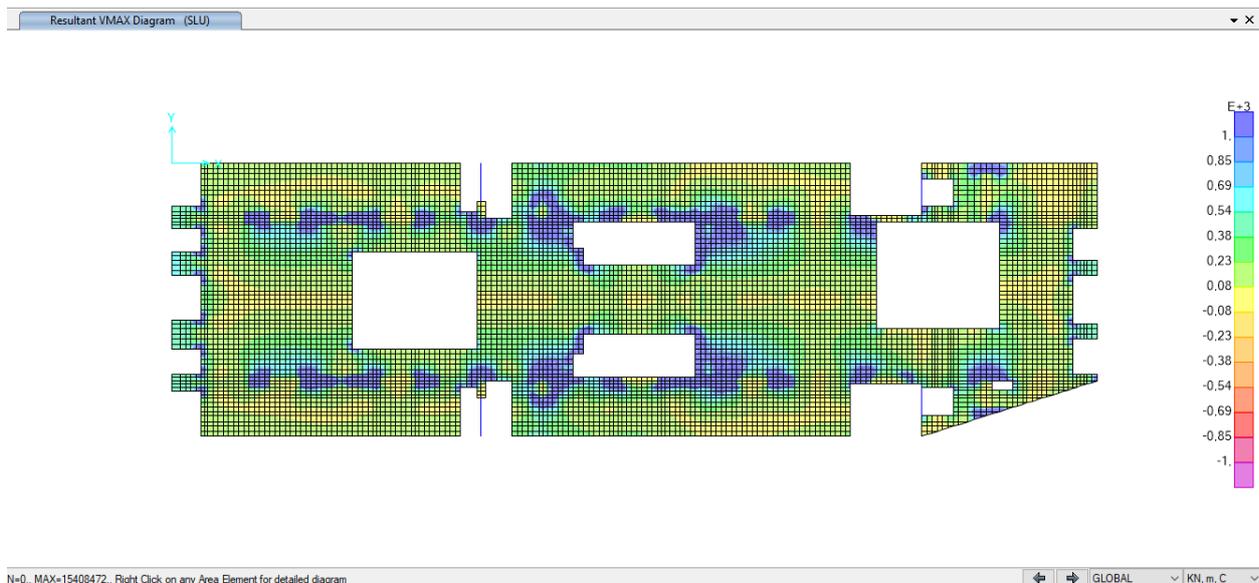


Figura 41. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro 2d faccia delle barre $A_{st} = \phi 20/200/200$ $V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$

Zona 2: Resto $A_{st} = \phi 20/400/500$ $V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC2018 §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 4,20x0,80 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 13300$ kN

V_{Ed} (kN)	13300		
b (m)	4,2		
h (m)	0,8		
d (m)	0,9		
u_1 (m)	24,4		
β	1,5		
v_{Ed} (MPa)	0,91	$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1$	
f_{ck} (MPa)	30		
f_{yk} (MPa)	450		
$k =$	1,471		
$v_{Rd,c}$ (MPa)	0,34	$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	
ϕ (mm)	20,00	A_b (cm ²)	3,14
s_r (m)	0,20		
u_{-d} (m)	17,20		
A_{sw} (cm ²)	270,18		
$v_{Rd,cs}$ (MPa)	3,51 > v_{Ed}	$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$	



- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Banchina)

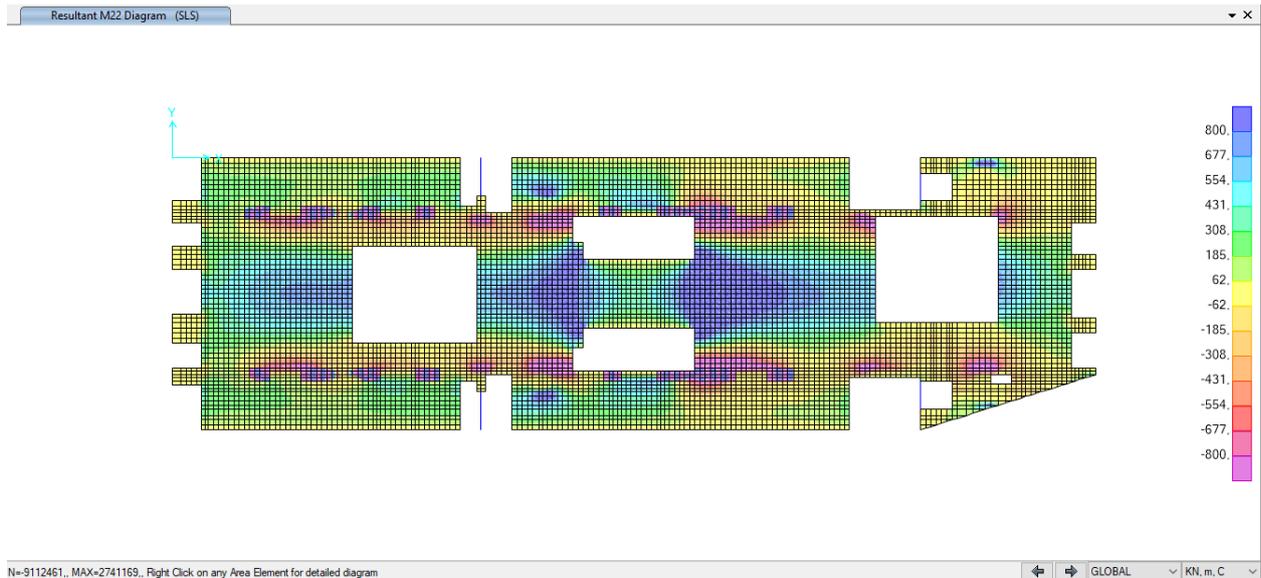


Figura 42. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

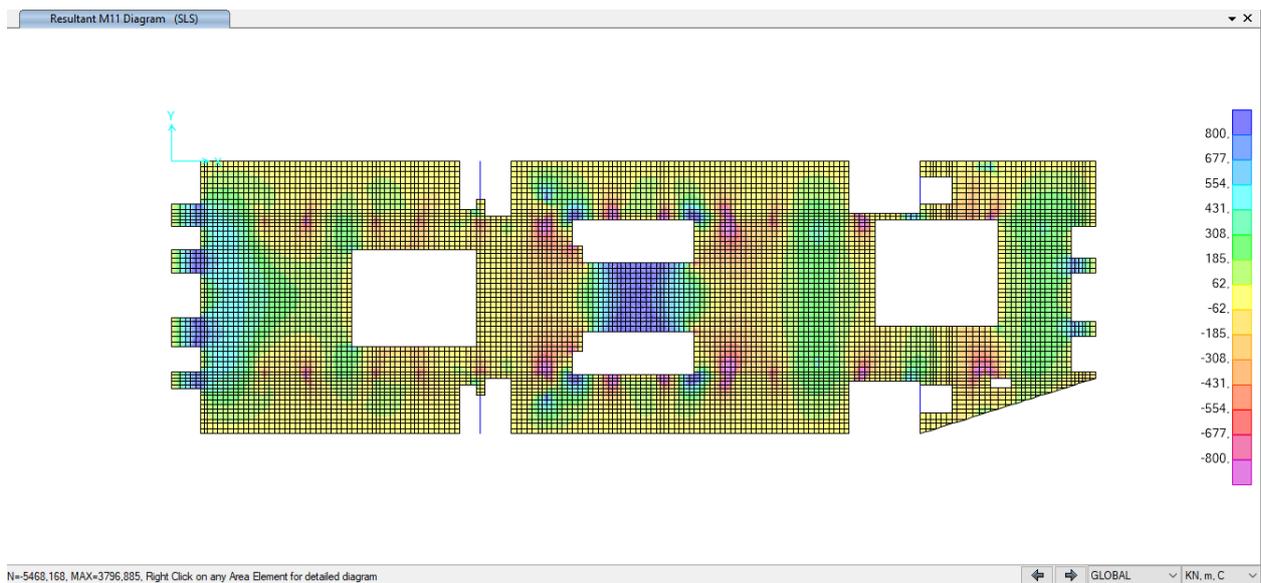


Figura 43. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Tabella 15 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	φ24/100	φ24/200	655	1550
T2	100	92.5	φ24/200	φ24/200	245	800
L1	100	90	φ24/125	φ24/125	385	1215
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	120	640

Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

ii) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato i limiti di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

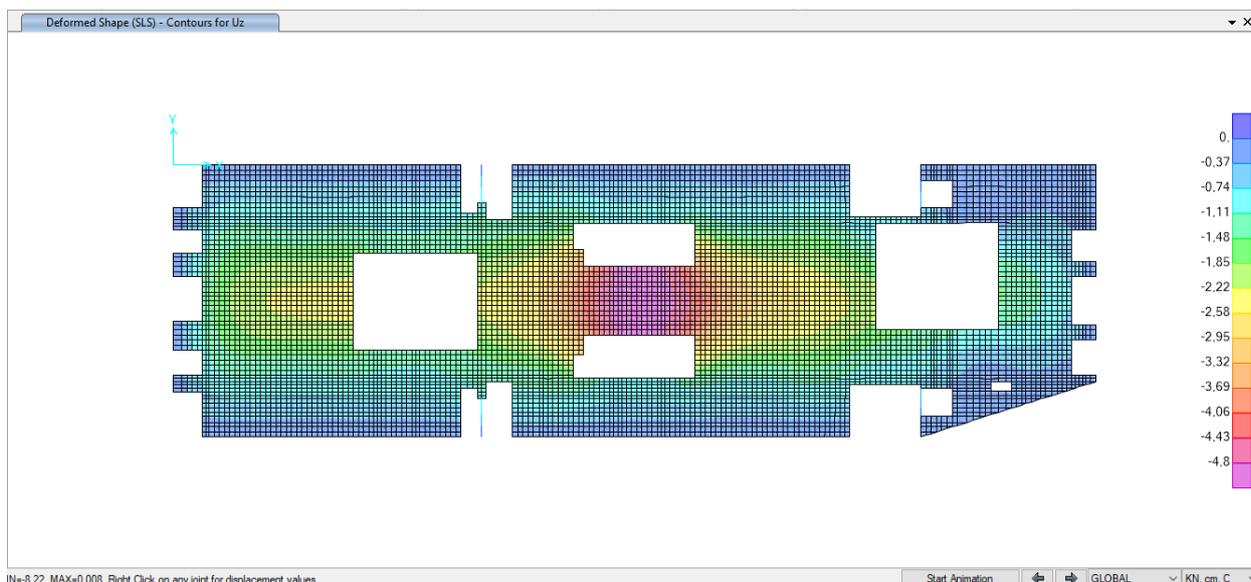


Figura 44. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 16 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	15,80	1,42	1/1110
3	3,20	0,70	1/460
4	15,80	1,20	1/1320
5	15,80	1,94	1/815
6	6,20	0,25	1/2480
7	15,80	1,93	1/920
8	15,80	1,30	1/1215
9	6,20	1,00	1/620

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.1.4.4 Soletta intermedia livello secondo mezzanino

L'ALLEGATO E presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta banchina superiore

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Banchina)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_i \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 95 = 15.90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

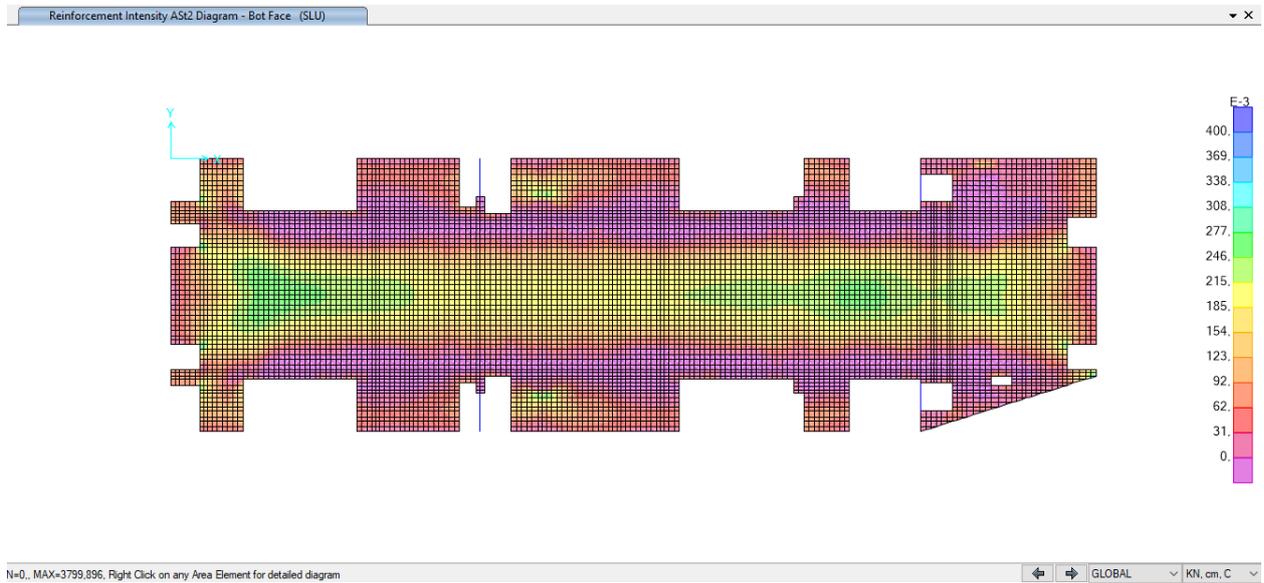


Figura 45. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

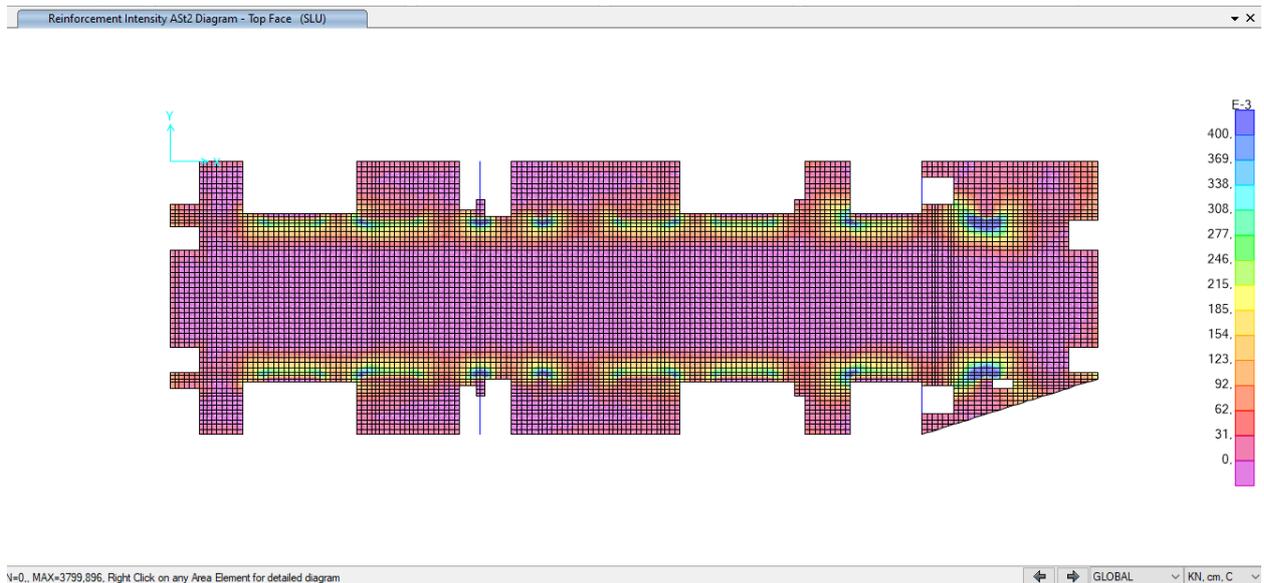


Figura 46. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

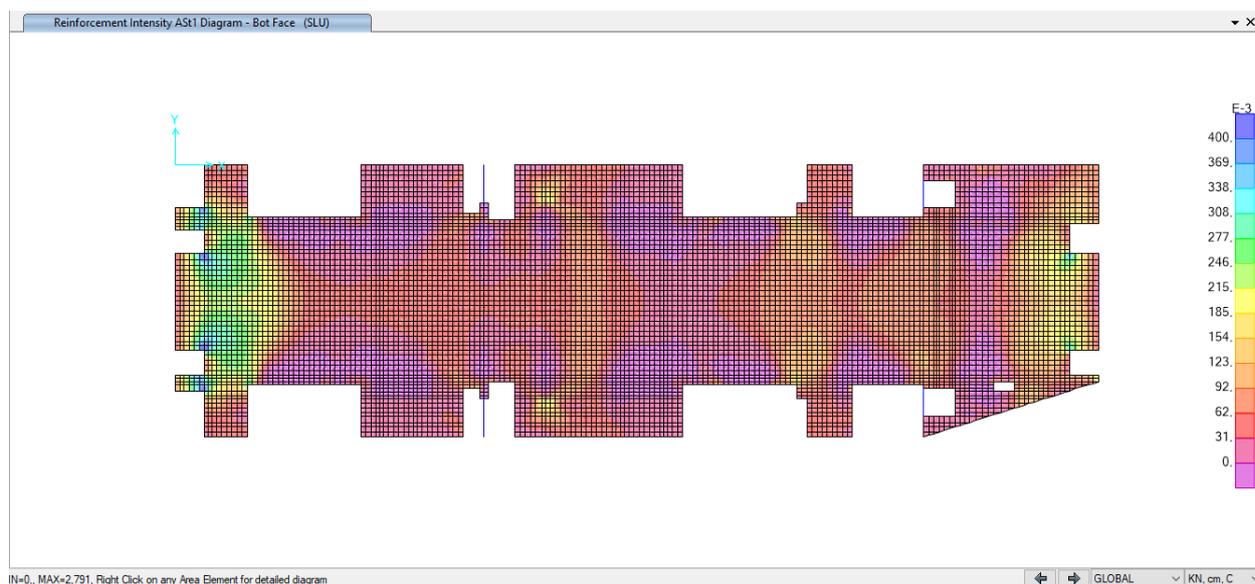


Figura 47. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

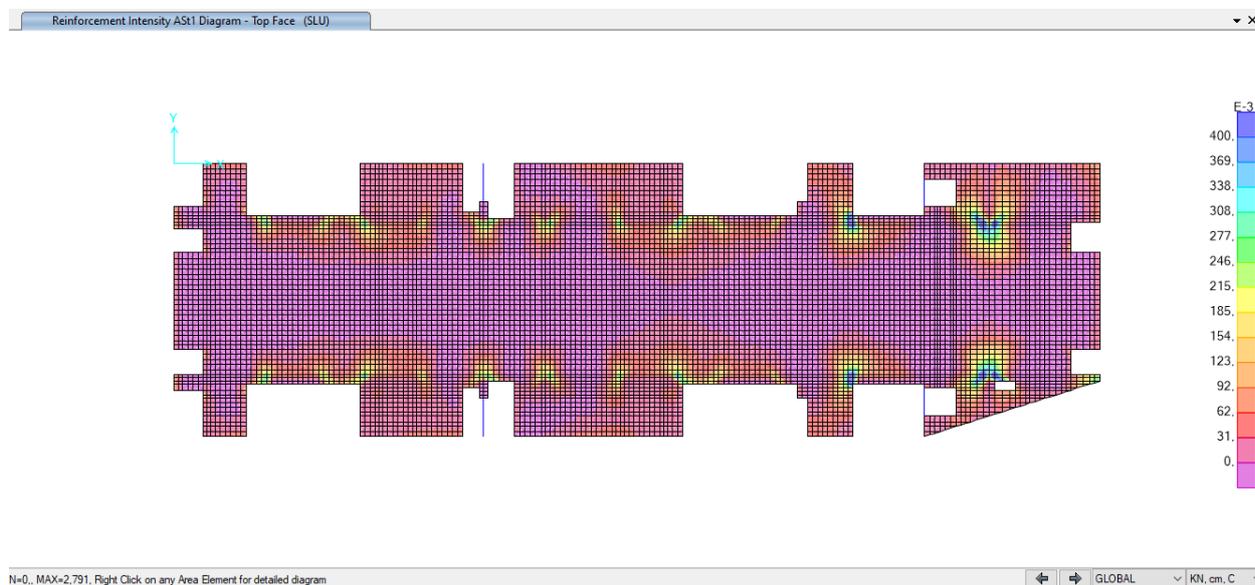


Figura 48. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di banchina:

Tabella 17 Armature della soletta intermedia (secondo mezzanino)

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC	Assi C	Tra assi CD
1-8	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ24/100	φ24/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

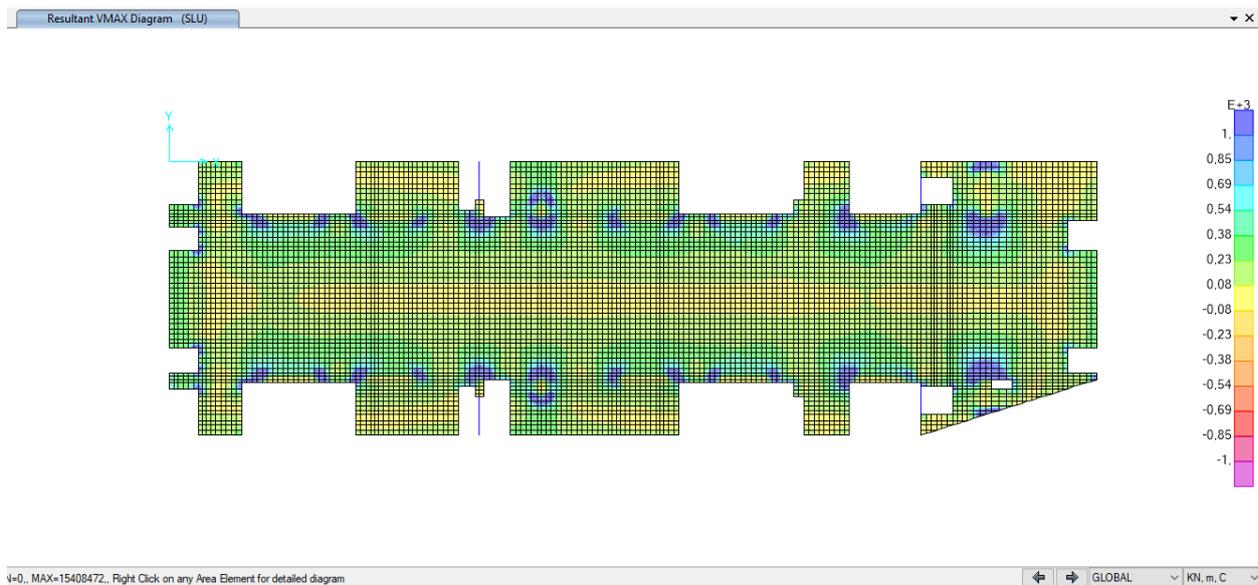


Figura 49. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Zona 1: Entro 2d faccia delle barre

$$A_{st} = \phi 20/200/200 \quad V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto

$$A_{st} = \phi 20/400/500 \quad V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC2018 §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 5,60x0,80 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 8900$ kN

V_{Ed} (kN)	8900		
b (m)	5,6		
h (m)	0,8		
d (m)	0,9		
u_1 (m)	27,2		
β	1,5		
v_{Ed} (MPa)	0,55	$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1$	
f_{ck} (MPa)	30		
f_{yk} (MPa)	450		
$k =$	1,471		
$v_{Rd,c}$ (MPa)	0,34	$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	
ϕ (mm)	20,00	A_b (cm ²)	3,14
s_r (m)	0,20		
u_d (m)	20,00		
A_{sw} (cm ²)	314,16		
$v_{Rd,cs}$ (MPa)	3,65 > v_{Ed}	$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$	



- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Banchina)

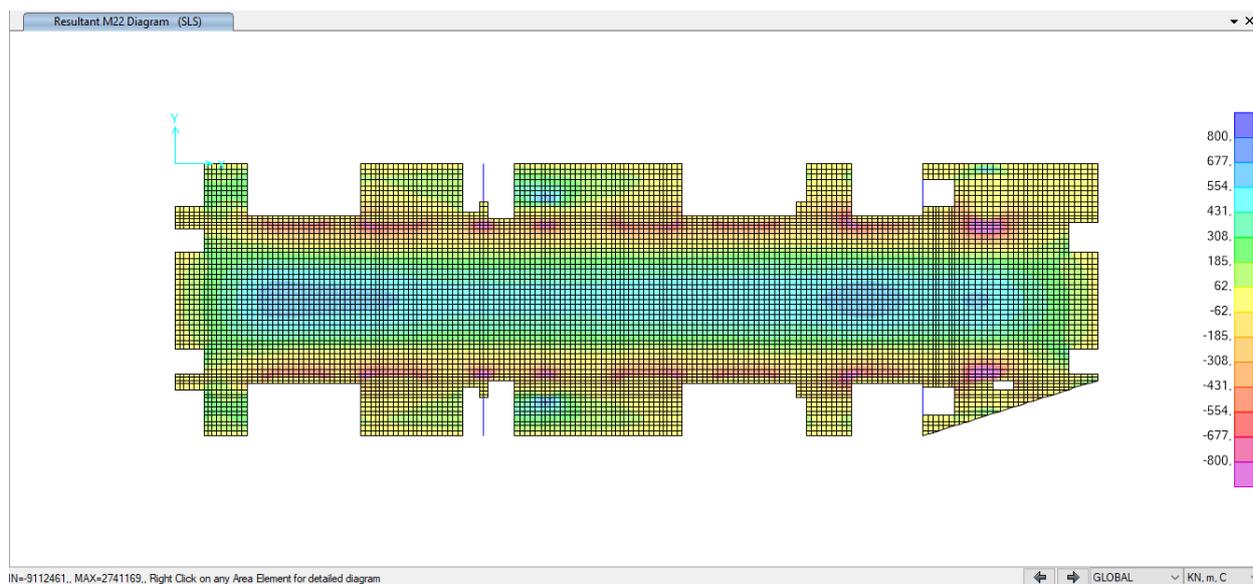


Figura 50. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE



Figura 51. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

iii) Verifica fessurazione e tensioni

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Tabella 18 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	φ24/100	φ24/200	655	1550
T2	100	92.5	φ24/100	φ24/200	245	800
L1	100	90	φ24/125	φ24/125	385	1215
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	120	640

Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

iv) Verifica deformazione

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = luce/250. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

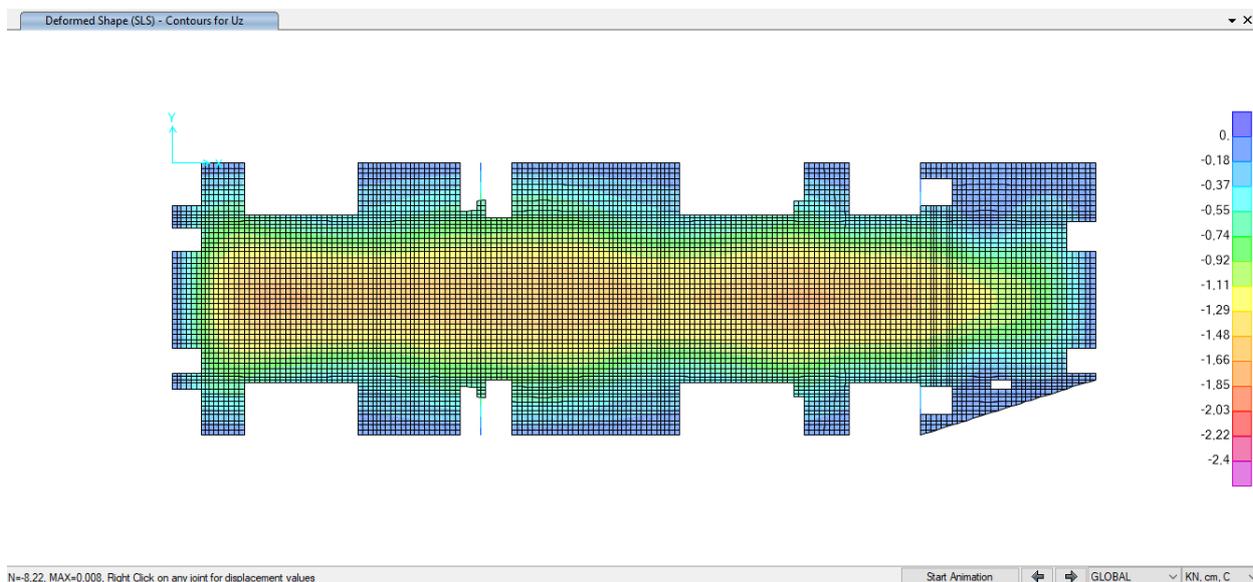


Figura 52. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l’abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 19 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	15,80	1,72	1/920
3	15,80	1,12	1/1400
4	15,80	1,02	1/1550
5	15,80	0,98	1/1600
6	15,80	1,07	1/1470
7	15,80	1,07	1/1470
8	15,80	1,32	1/1200
9	15,80	1,09	1/1450



6.1.4.5 Travi nella soletta di copertura

L'ALLEGATO F presenta graficamente i risultati rilevanti della trave nella soletta di copertura

- Verifiche SLU

i) Verifica a flessione e taglio:

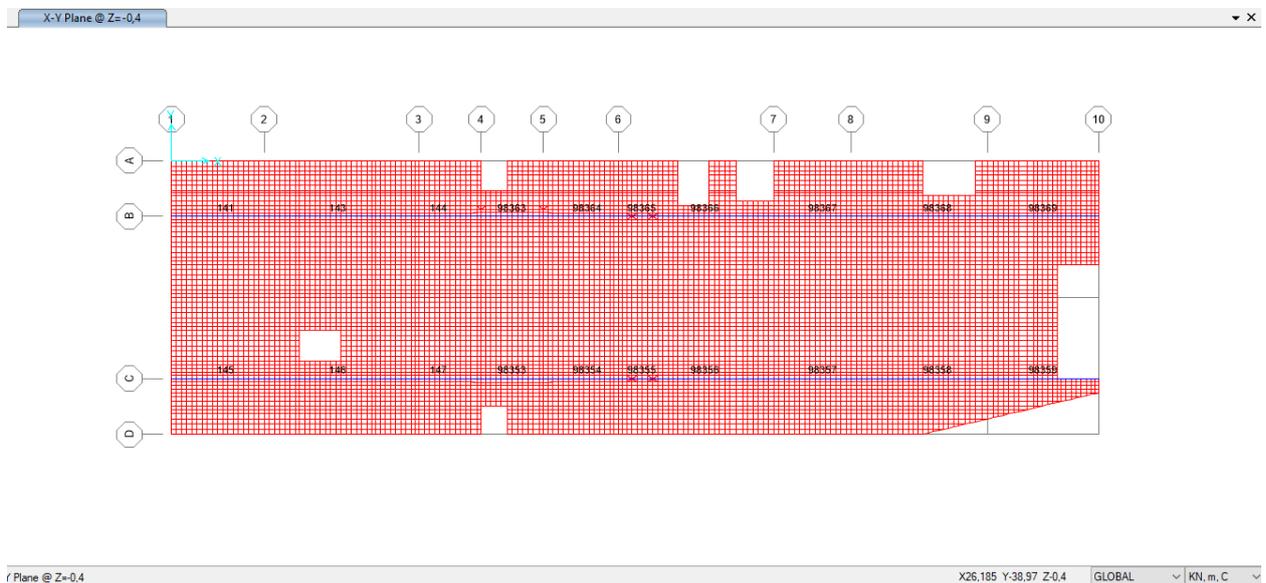


Figura 53. Numerazione delle travi

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Di seguito vengono presentati i risultati dei requisiti degli acciai per armatura longitudinale A_s (cm^2) e trasversale A_{sv} (cm^2/cm) per le travi.

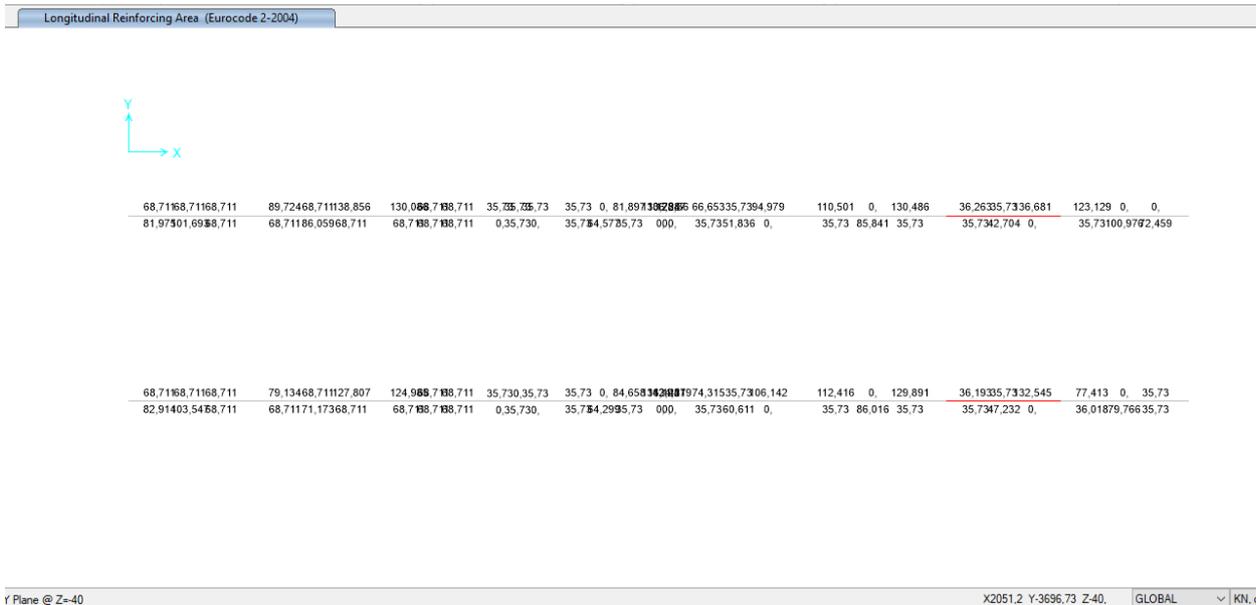


Figura 54. Rinforzo longitudinale (cm^2)

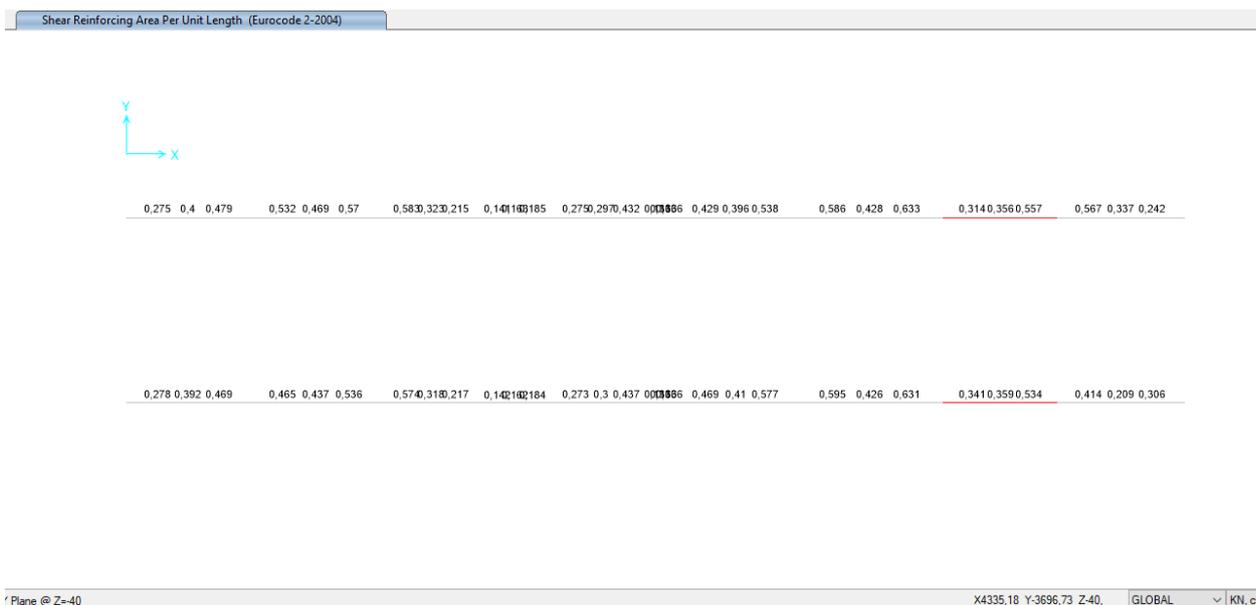


Figura 55. Rinforzo trasversale (cm^2/cm)



Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle travi:

Tabella 20 Armature trave longitudinale (assi B e C)

assi	Largo [cm]	Alto [cm]	Armatura superiore	Armatura inferiore	Armatura a taglio
Asse 1	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 1-2	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 2	140	160	18 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 2-3	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 3	140	160	22 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 3-4	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 4	140	160	18 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 4-5	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 5	140	160	18 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 5-6	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 6	140	160	22 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 6-7	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 7	140	160	18 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 7-8	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 8	140	160	18 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 8-9	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 9	140	160	22 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Tra 9-10	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20
Asse 10	140	160	13 ϕ 32	13 ϕ 32	6 ϕ 16/20

Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale e trasversali della trave in copertura.

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004

Frame	DesignSect	Location	FTopArea	FBotArea	VRebar
Text	Text	cm	cm2	cm2	cm2/cm
98353	B 1,4x 1,6	40	35,73	0,00	0,1363
98353	B 1,4x 1,6	300	0,00	35,73	0,1363
98353	B 1,4x 1,6	560	0,00	0,00	0,1363
98354	B 1,4x 1,6	40	35,73	0,00	0,1363
98354	B 1,4x 1,6	423	0,00	58,67	0,1363
98354	B 1,4x 1,6	805	0,00	0,00	0,1363
98355	B 1,4x 1,6	50	136,14	0,00	0,1363
98355	B 1,4x 1,6	100	142,22	0,00	0,1363
98355	B 1,4x 1,6	150	134,48	0,00	0,1363
98356	B 1,4x 1,6	50	0,00	0,00	0,1363
98356	B 1,4x 1,6	510	0,00	51,48	0,1363
98356	B 1,4x 1,6	970	35,73	0,00	0,1363
98357	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,00	0,1363
98357	B 1,4x 1,6	625	0,00	77,33	0,1363
98357	B 1,4x 1,6	1200	35,73	0,00	0,1363
98358	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,00	0,1363
98358	B 1,4x 1,6	480	0,00	47,63	0,1363
98358	B 1,4x 1,6	910	132,55	0,00	0,4237
98359	B 1,4x 1,6	55	77,41	0,00	0,2519
98359	B 1,4x 1,6	565	0,00	71,26	0,1363
98359	B 1,4x 1,6	1075	35,73	0,00	0,3065
98363	B 1,4x 1,6	40	35,73	0,00	0,1363
98363	B 1,4x 1,6	300	0,00	35,73	0,1363
98363	B 1,4x 1,6	560	0,00	0,00	0,1363
98364	B 1,4x 1,6	40	35,73	0,00	0,1363
98364	B 1,4x 1,6	423	0,00	64,53	0,1363
98364	B 1,4x 1,6	805	81,90	0,00	0,1884
98365	B 1,4x 1,6	50	0,00	0,00	0,1363
98365	B 1,4x 1,6	100	136,59	0,00	0,1363
98365	B 1,4x 1,6	150	128,36	0,00	0,1363
98366	B 1,4x 1,6	50	0,00	0,00	0,1363
98366	B 1,4x 1,6	510	0,00	43,36	0,1363
98366	B 1,4x 1,6	970	35,73	0,00	0,1363
98367	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,00	0,1363
98367	B 1,4x 1,6	625	0,00	77,69	0,1363
98367	B 1,4x 1,6	1200	35,73	0,00	0,1363
98368	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,00	0,1363
98368	B 1,4x 1,6	480	0,00	42,97	0,1363
98368	B 1,4x 1,6	910	136,68	0,00	0,4408
98369	B 1,4x 1,6	55	123,13	0,00	0,3578
98369	B 1,4x 1,6	565	0,00	97,66	0,1363
98369	B 1,4x 1,6	1075	0,00	35,73	0,2116
141	B 1,4x 1,6	0	0,00	68,71	0,2755
141	B 1,4x 1,6	498	68,71	97,73	0,1363
141	B 1,4x 1,6	995	68,71	68,71	0,1363
143	B 1,4x 1,6	50	89,72	68,71	0,327
143	B 1,4x 1,6	560	68,71	69,59	0,1363
143	B 1,4x 1,6	1070	68,71	68,71	0,1363
144	B 1,4x 1,6	50	130,09	68,71	0,3502
144	B 1,4x 1,6	420	68,71	68,71	0,1363
144	B 1,4x 1,6	790	0,00	0,00	0,1363
145	B 1,4x 1,6	0	0,00	68,71	0,2775
145	B 1,4x 1,6	498	68,71	99,98	0,1363
145	B 1,4x 1,6	995	68,71	68,71	0,1363
146	B 1,4x 1,6	50	79,13	68,71	0,2796
146	B 1,4x 1,6	560	68,71	68,71	0,1363
146	B 1,4x 1,6	1070	68,71	68,71	0,1363
147	B 1,4x 1,6	50	124,99	68,71	0,3427
147	B 1,4x 1,6	420	68,71	68,71	0,1363
147	B 1,4x 1,6	790	0,00	0,00	0,1363



ii) Verifica delle travi longitudinale in fase costruttiva

Durante la fase di costruzione le travi longitudinali saranno sostenute dalle barrette provvisorie

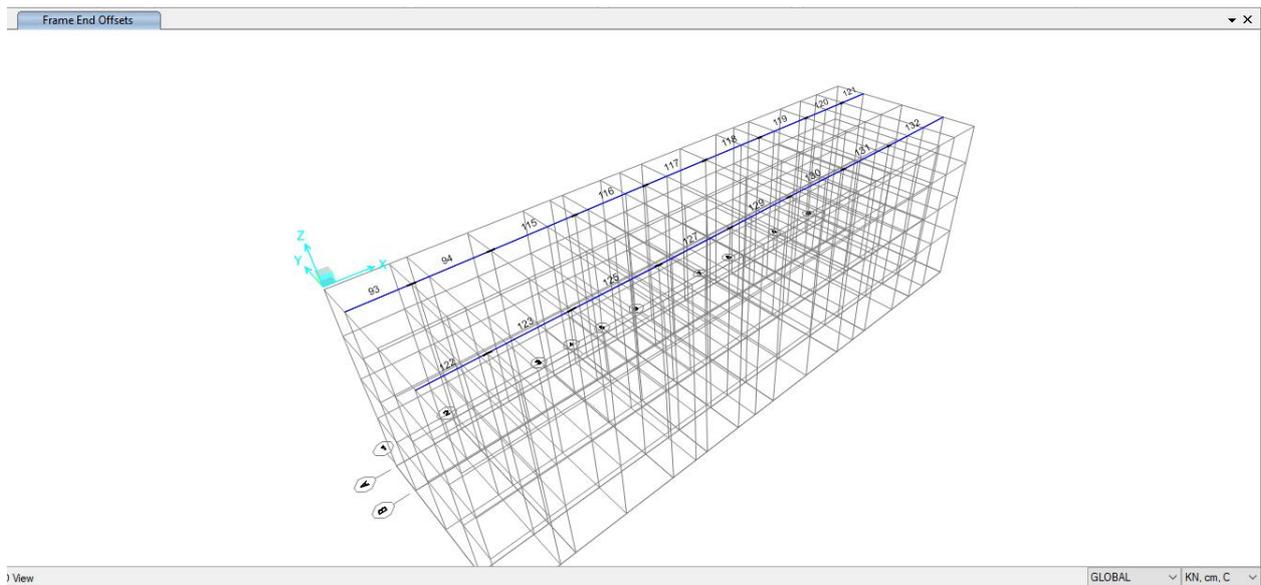


Figura 56. Numerazione delle travi

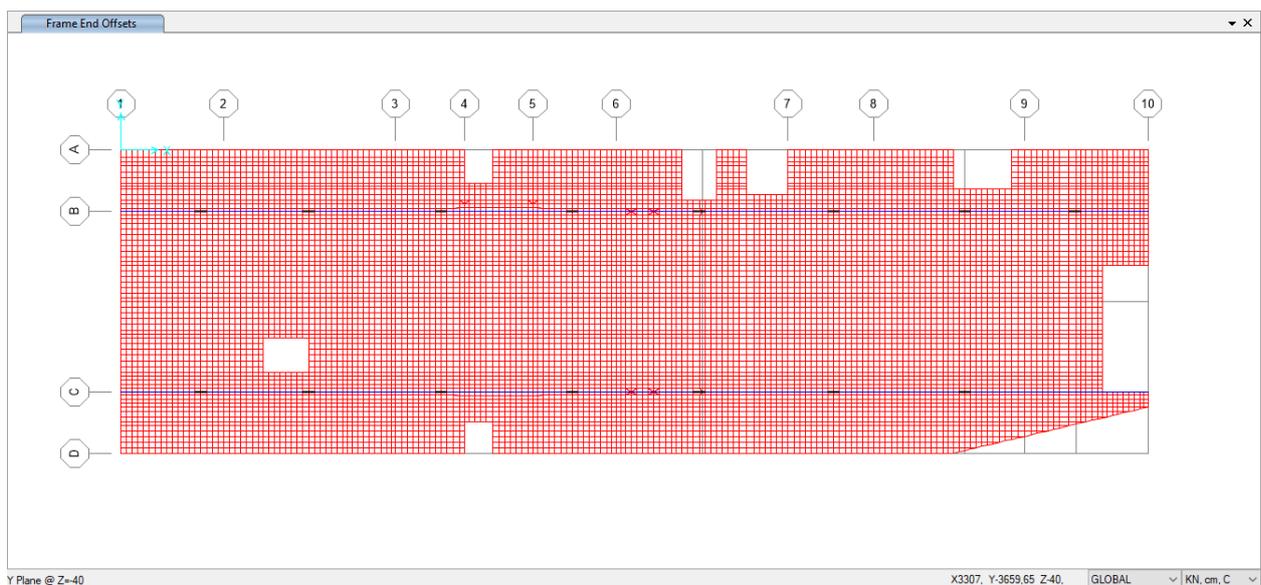


Figura 57. Disposizione delle barrette temporanee 1.20x2.80



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Di seguito vengono presentati i risultati dei requisiti degli acciai per armatura longitudinale A_s (cm^2) e trasversale A_{sv} (cm^2/cm) per le travi longitudinale in fase costruttiva.

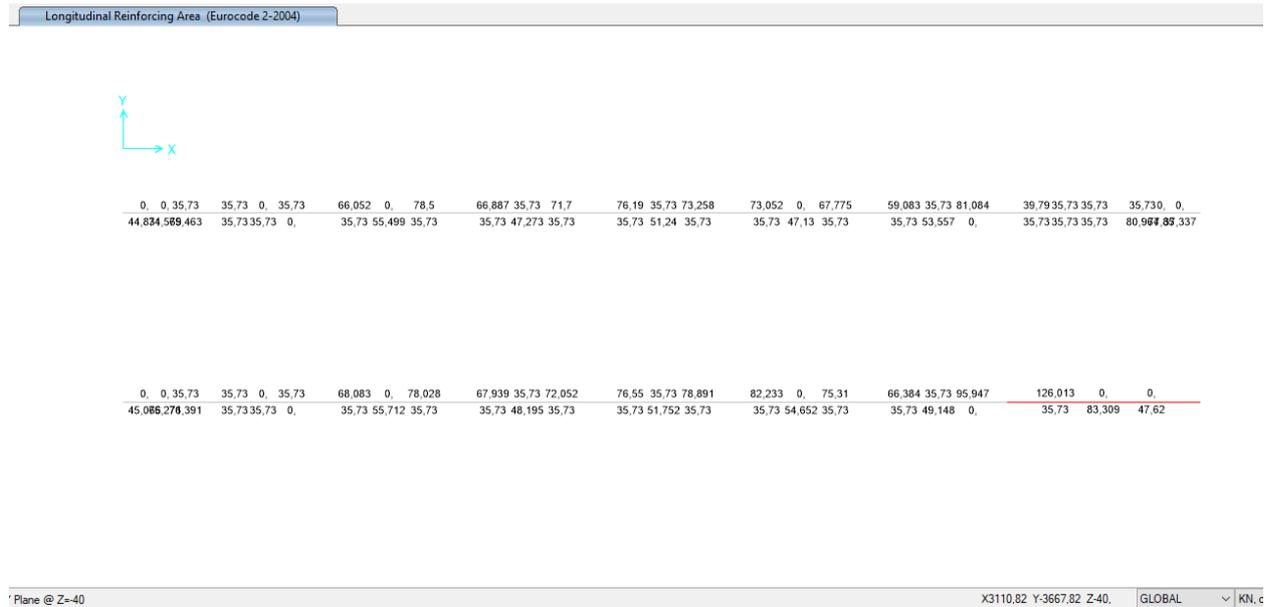


Figura 58. Rinforzo longitudinale (cm^2)

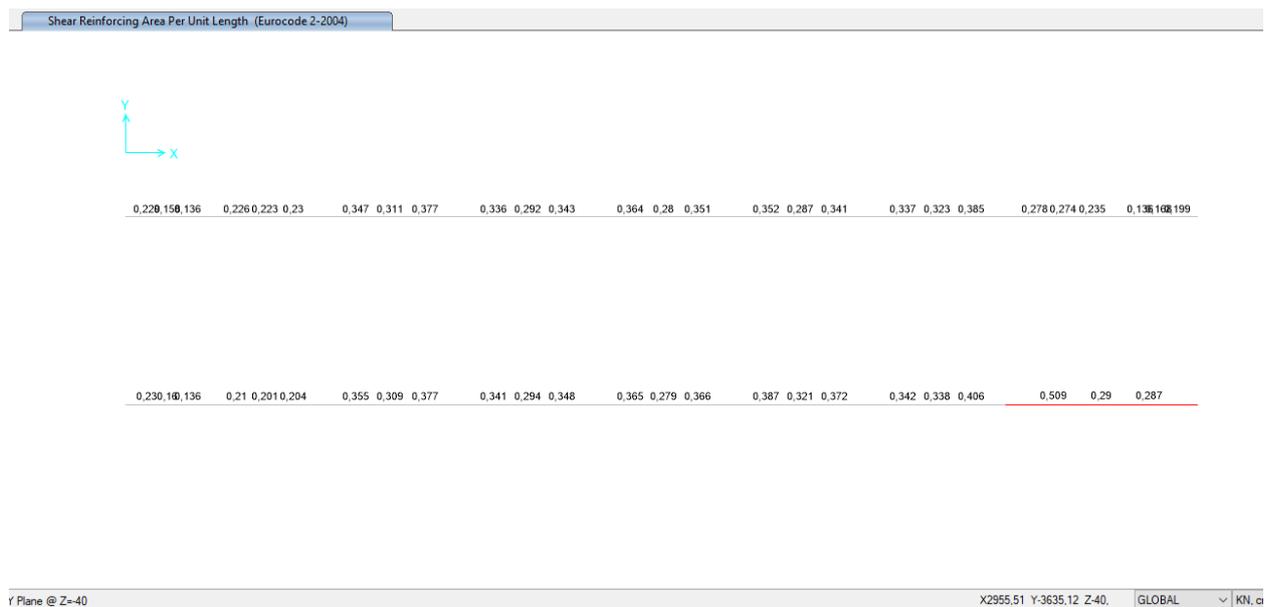


Figura 59. Rinforzo trasversale (cm^2/cm)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale e trasversali delle travi in copertura.

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - Eurocode 2-2004					
Frame	DesignSect	Location	FTopArea	FBotArea	VRebar
Text	Text	cm	cm2	cm2	cm2/cm
93	B 1,4x 1,6	0	0,00	35,730	0,229
93	B 1,4x 1,6	323	0,00	71,725	0,136
93	B 1,4x 1,6	645	35,73	0,000	0,136
94	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
94	B 1,4x 1,6	470	0,00	35,730	0,136
94	B 1,4x 1,6	891	35,73	0,000	0,136
115	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
115	B 1,4x 1,6	580	0,00	50,270	0,136
115	B 1,4x 1,6	1109	35,73	0,000	0,136
116	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
116	B 1,4x 1,6	570	0,00	42,807	0,136
116	B 1,4x 1,6	1090	35,73	0,000	0,136
117	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
117	B 1,4x 1,6	555	0,00	47,027	0,136
117	B 1,4x 1,6	1060	35,73	0,000	0,136
118	B 1,4x 1,6	25	35,73	0,000	0,136
118	B 1,4x 1,6	562	0,00	43,248	0,136
118	B 1,4x 1,6	1100	35,73	0,000	0,136
119	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
119	B 1,4x 1,6	571	0,00	48,349	0,136
119	B 1,4x 1,6	1092	35,73	0,000	0,136
120	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
120	B 1,4x 1,6	478	0,00	35,730	0,136
120	B 1,4x 1,6	906	35,73	0,000	0,136
121	B 1,4x 1,6	42	35,73	0,000	0,136
121	B 1,4x 1,6	335	0,00	67,114	0,136
121	B 1,4x 1,6	628	0,00	35,730	0,180
122	B 1,4x 1,6	0	0,00	35,730	0,230
122	B 1,4x 1,6	323	0,00	72,265	0,136
122	B 1,4x 1,6	645	35,73	0,000	0,136
123	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
123	B 1,4x 1,6	470	0,00	35,730	0,136
123	B 1,4x 1,6	891	35,73	0,000	0,136
125	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
125	B 1,4x 1,6	580	0,00	50,583	0,136
125	B 1,4x 1,6	1109	35,73	0,000	0,136
127	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
127	B 1,4x 1,6	570	0,00	43,279	0,136
127	B 1,4x 1,6	1090	35,73	0,000	0,136
129	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
129	B 1,4x 1,6	555	0,00	46,910	0,136
129	B 1,4x 1,6	1060	35,73	0,000	0,136
130	B 1,4x 1,6	25	35,73	0,000	0,136
130	B 1,4x 1,6	562	0,00	50,520	0,136
130	B 1,4x 1,6	1100	35,73	0,000	0,136
131	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
131	B 1,4x 1,6	571	0,00	42,284	0,136
131	B 1,4x 1,6	1092	35,73	0,000	0,136
132	B 1,4x 1,6	50	35,73	0,000	0,136
132	B 1,4x 1,6	824	0,00	82,352	0,136
132	B 1,4x 1,6	1598	0,00	35,730	0,287



6.1.4.6 Pilastri Definitivi

L'ALLEGATO G presenta graficamente i risultati rilevanti dei pilastri definitivi

- Verifiche SLU

i) Verifica a plesso-flessione e taglio:

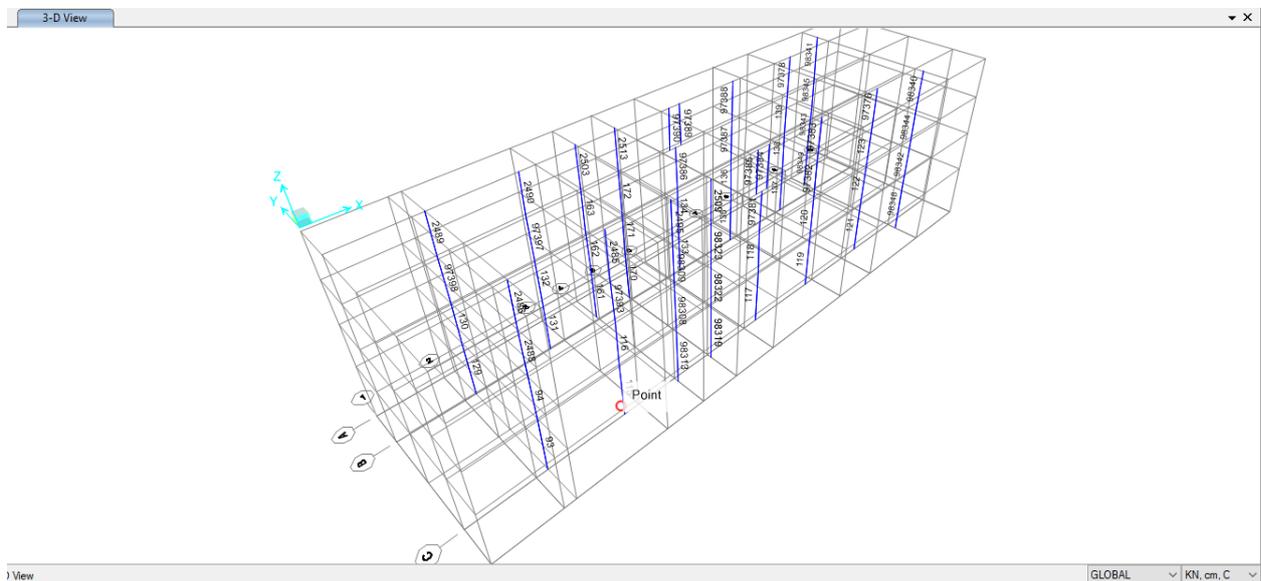


Figura 60. Numerazione dei pilastri

Di seguito vengono presentati i risultati dei requisiti degli acciai per armatura longitudinale A_s (cm^2) e trasversale A_{sv} (cm^2/cm) per le barrette interne.

Assi locali: 1-Verticale 2-Longitudinale 3-Trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

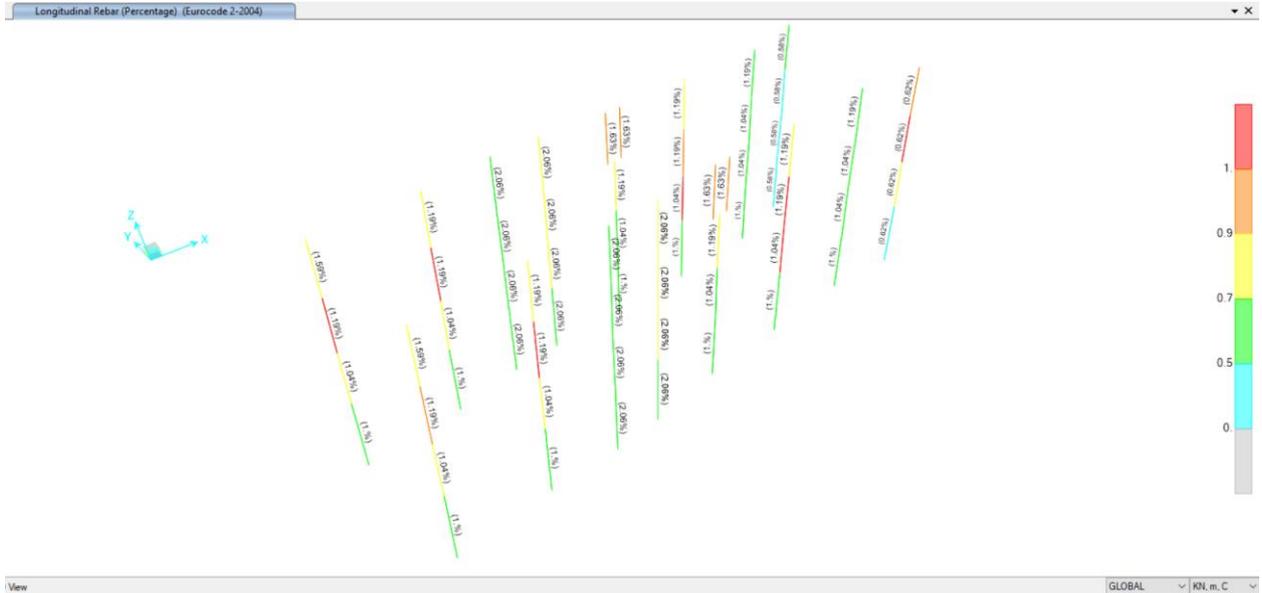


Figura 61. Percentuale di rinforzo longitudinale

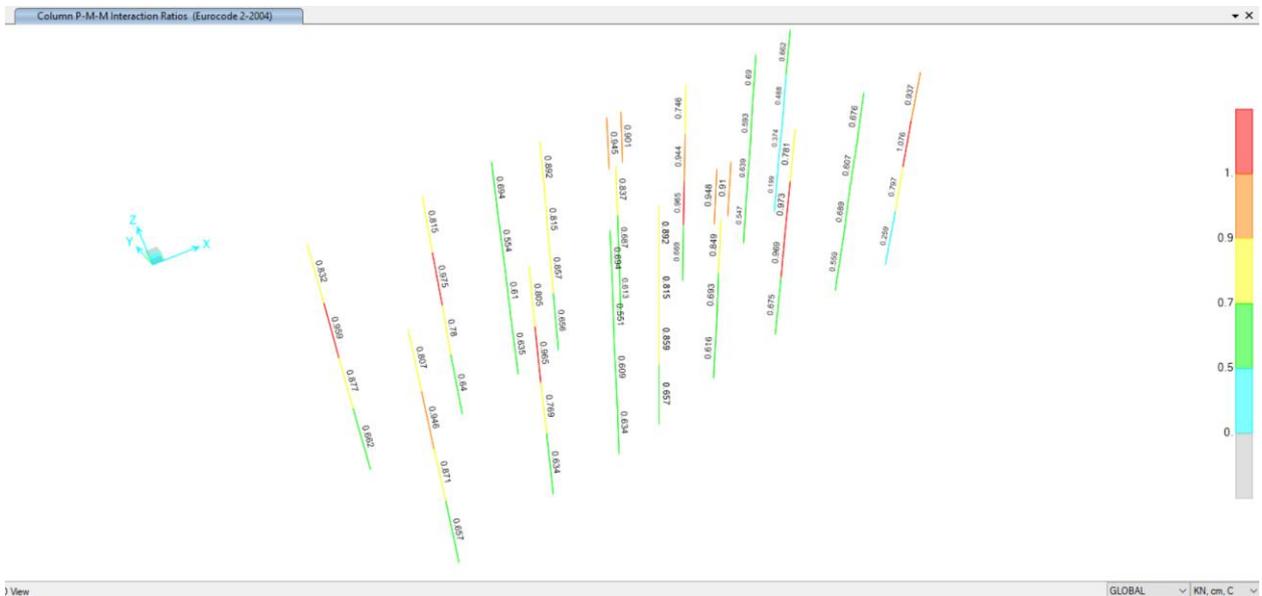


Figura 62. Rapporto domanda/capacità (D/C)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

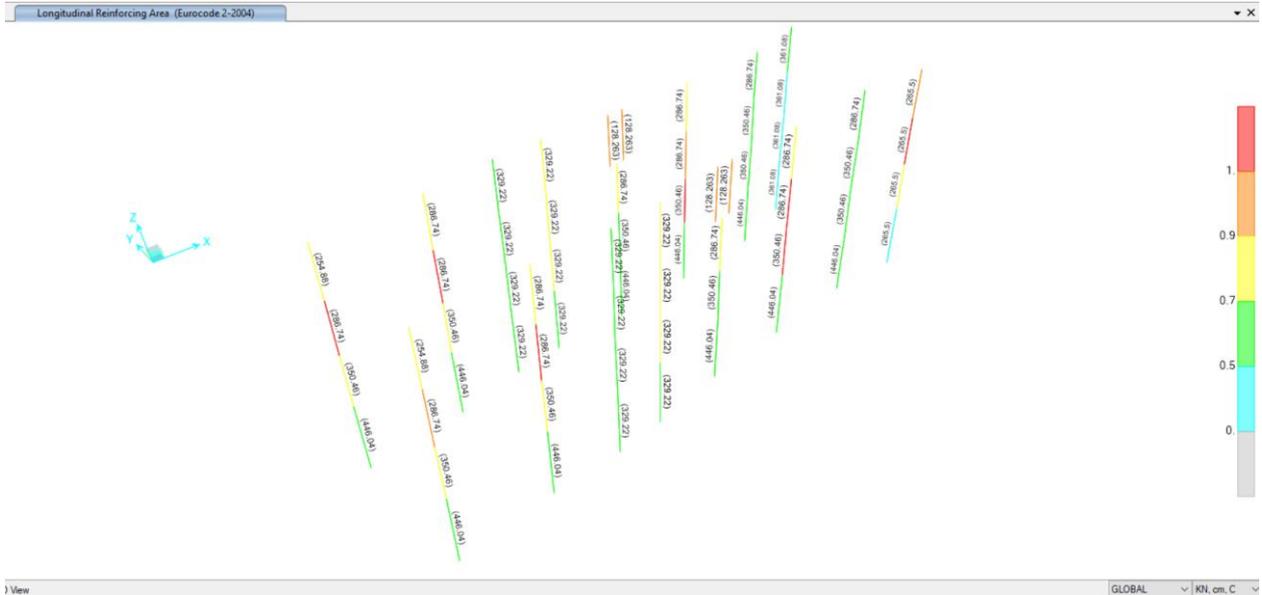


Figura 63. Rinforzo longitudinale (cm²)

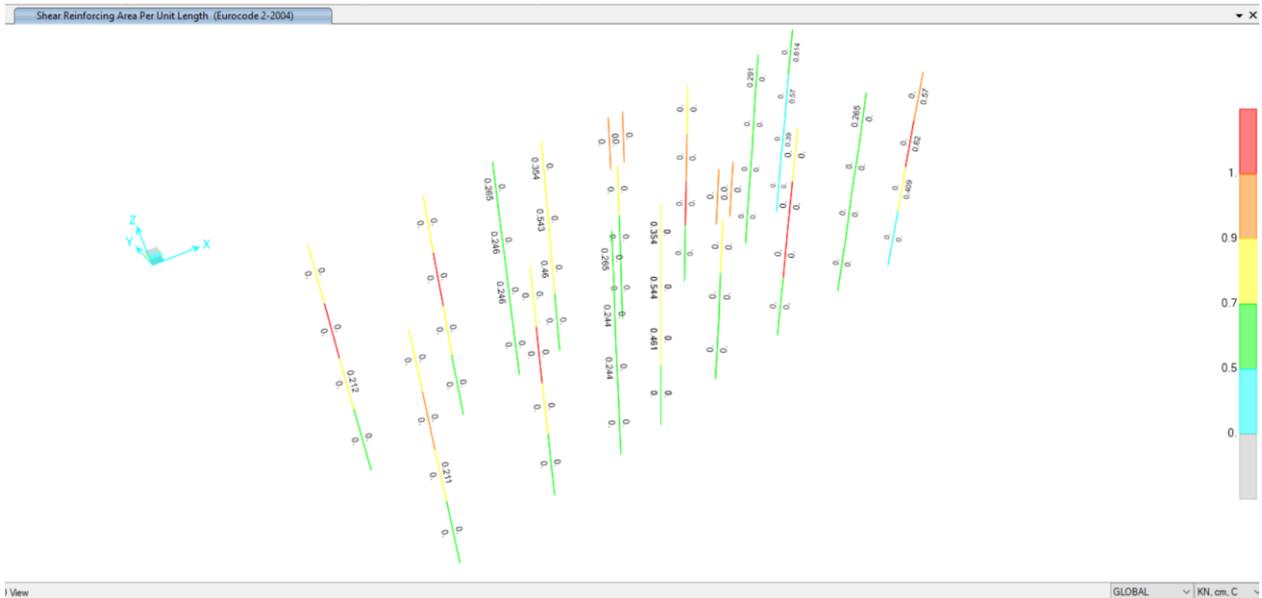


Figura 64. Rinforzo trasversale (cm²/cm)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle sette definitivi:

Tabella 21 Armature sette

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato corto	Armatura a taglio
Da -3,40m a -8,40m	200	80	17 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
	300	80	20 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
	Diametro 100	--	24 ϕ 26	--	ϕ 12/15
Da -9,40m a -14,95m	300	80	20 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
	420	80	26 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
Da -15,95m a -21,50m	420	80	26 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
Da -22,50m a -30,80m	560	80	34 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20

Tabella 22 Armature sette (assi 4, 5 e 9)

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato corto	Armatura a taglio
Da -3,40m a -30,80m	200	80	17 ϕ 26	7+7 ϕ 26	ϕ 16/20
	393	110	19 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20
	570	110	27 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/20

Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale come il rapporto domanda/capacità e dei requisiti di rinforzo trasversali dei pilastri definitivi.

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004						
Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm2/cm	cm2/cm
97376	C 3m x 0,8m	Column	50	0.646	0.265	0.000
97376	C 3m x 0,8m	Column	300	0.565	0.265	0.000
97376	C 3m x 0,8m	Column	550	0.676	0.265	0.000
97378	C 3m x 0,8m	Column	50	0.671	0.291	0.000
97378	C 3m x 0,8m	Column	300	0.566	0.291	0.000
97378	C 3m x 0,8m	Column	550	0.690	0.291	0.000
97381	C 3m x 0,8m	Column	50	0.755	0.000	0.000
97381	C 3m x 0,8m	Column	328	0.687	0.000	0.000
97381	C 3m x 0,8m	Column	605	0.849	0.000	0.000
97382	C 3m x 0,8m	Column	50	0.973	0.000	0.000
97382	C 3m x 0,8m	Column	328	0.717	0.000	0.000
97382	C 3m x 0,8m	Column	605	0.960	0.000	0.000
97383	C 3m x 0,8m	Column	50	0.781	0.000	0.000
97383	C 3m x 0,8m	Column	300	0.665	0.000	0.000
97383	C 3m x 0,8m	Column	550	0.661	0.000	0.000
97384	C_d 1m	Column	50	0.910	0.000	0.000
97384	C_d 1m	Column	300	0.777	0.000	0.000
97384	C_d 1m	Column	550	0.774	0.000	0.000
97385	C_d 1m	Column	50	0.948	0.000	0.000
97385	C_d 1m	Column	300	0.819	0.000	0.000
97385	C_d 1m	Column	550	0.815	0.000	0.000
97386	C 3m x 0,8m	Column	50	0.741	0.000	0.000
97386	C 3m x 0,8m	Column	328	0.677	0.000	0.000
97386	C 3m x 0,8m	Column	605	0.837	0.000	0.000
97387	C 3m x 0,8m	Column	50	0.944	0.000	0.000
97387	C 3m x 0,8m	Column	328	0.697	0.000	0.000
97387	C 3m x 0,8m	Column	605	0.915	0.000	0.000
97388	C 3m x 0,8m	Column	50	0.746	0.000	0.000
97388	C 3m x 0,8m	Column	300	0.639	0.000	0.000
97388	C 3m x 0,8m	Column	550	0.636	0.000	0.000
97389	C_d 1m	Column	50	0.901	0.000	0.000
97389	C_d 1m	Column	300	0.769	0.000	0.000
97389	C_d 1m	Column	550	0.765	0.000	0.000
97390	C_d 1m	Column	50	0.945	0.000	0.000
97390	C_d 1m	Column	300	0.817	0.000	0.000
97390	C_d 1m	Column	550	0.813	0.000	0.000
97393	C 3m x 0,8m	Column	50	0.889	0.000	0.000
97393	C 3m x 0,8m	Column	328	0.758	0.000	0.000
97393	C 3m x 0,8m	Column	605	0.965	0.000	0.000
97397	C 3m x 0,8m	Column	50	0.902	0.000	0.000
97397	C 3m x 0,8m	Column	328	0.765	0.000	0.000
97397	C 3m x 0,8m	Column	605	0.975	0.000	0.000
97398	C 3m x 0,8m	Column	50	0.909	0.000	0.000
97398	C 3m x 0,8m	Column	328	0.725	0.000	0.000
97398	C 3m x 0,8m	Column	605	0.959	0.000	0.000
98308	C 0,8m x 2m	Column	50	0.609	0.000	0.244
98308	C 0,8m x 2m	Column	328	0.499	0.000	0.244
98308	C 0,8m x 2m	Column	605	0.594	0.000	0.244
98309	C 0,8m x 2m	Column	50	0.551	0.000	0.244
98309	C 0,8m x 2m	Column	328	0.439	0.000	0.244
98309	C 0,8m x 2m	Column	605	0.550	0.000	0.244
98313	C 0,8m x 2m	Column	0	0.580	0.000	0.000
98313	C 0,8m x 2m	Column	415	0.620	0.000	0.000
98313	C 0,8m x 2m	Column	830	0.634	0.000	0.000
98319	C 0,8m x 2m	Column	0	0.595	0.000	0.000
98319	C 0,8m x 2m	Column	415	0.629	0.000	0.000
98319	C 0,8m x 2m	Column	830	0.657	0.000	0.000

98322	C 0,8m x 2m	Column	50	0.767	0.000	0.461
98322	C 0,8m x 2m	Column	328	0.536	0.000	0.461
98322	C 0,8m x 2m	Column	605	0.859	0.000	0.461
98323	C 0,8m x 2m	Column	50	0.815	0.000	0.544
98323	C 0,8m x 2m	Column	328	0.387	0.000	0.544
98323	C 0,8m x 2m	Column	605	0.765	0.000	0.544
98340	C 1,1m x 3,9m	Column	50	0.937	0.000	0.570
98340	C 1,1m x 3,9m	Column	300	0.537	0.000	0.570
98340	C 1,1m x 3,9m	Column	550	0.422	0.000	0.570
98341	C 1,1m x 5,7m	Column	50	0.662	0.000	0.614
98341	C 1,1m x 5,7m	Column	300	0.420	0.000	0.614
98341	C 1,1m x 5,7m	Column	550	0.306	0.000	0.614
98342	C 1,1m x 3,9m	Column	50	0.608	0.000	0.409
98342	C 1,1m x 3,9m	Column	328	0.036	0.000	0.409
98342	C 1,1m x 3,9m	Column	605	0.797	0.000	0.409
98343	C 1,1m x 5,7m	Column	50	0.220	0.000	0.390
98343	C 1,1m x 5,7m	Column	328	0.064	0.000	0.390
98343	C 1,1m x 5,7m	Column	605	0.374	0.000	0.390
98344	C 1,1m x 3,9m	Column	50	0.598	0.000	0.620
98344	C 1,1m x 3,9m	Column	328	0.134	0.000	0.620
98344	C 1,1m x 3,9m	Column	605	1.076	0.000	0.620
98345	C 1,1m x 5,7m	Column	50	0.249	0.000	0.570
98345	C 1,1m x 5,7m	Column	328	0.153	0.000	0.570
98345	C 1,1m x 5,7m	Column	605	0.488	0.000	0.570
98348	C 1,1m x 3,9m	Column	0	0.104	0.000	0.000
98348	C 1,1m x 3,9m	Column	415	0.093	0.000	0.000
98348	C 1,1m x 3,9m	Column	830	0.259	0.000	0.000
98349	C 1,1m x 5,7m	Column	0	0.103	0.000	0.000
98349	C 1,1m x 5,7m	Column	415	0.112	0.000	0.000
98349	C 1,1m x 5,7m	Column	830	0.199	0.000	0.000
161	C 0,8m x 2m	Column	0	0.582	0.000	0.000
161	C 0,8m x 2m	Column	415	0.621	0.000	0.000
161	C 0,8m x 2m	Column	830	0.635	0.000	0.000
162	C 0,8m x 2m	Column	50	0.610	0.000	0.247
162	C 0,8m x 2m	Column	328	0.500	0.000	0.247
162	C 0,8m x 2m	Column	605	0.597	0.000	0.247
163	C 0,8m x 2m	Column	50	0.554	0.000	0.246
163	C 0,8m x 2m	Column	328	0.439	0.000	0.246
163	C 0,8m x 2m	Column	605	0.551	0.000	0.246
170	C 0,8m x 2m	Column	0	0.593	0.000	0.000
170	C 0,8m x 2m	Column	415	0.628	0.000	0.000
170	C 0,8m x 2m	Column	830	0.656	0.000	0.000
171	C 0,8m x 2m	Column	50	0.765	0.000	0.460
171	C 0,8m x 2m	Column	328	0.534	0.000	0.460
171	C 0,8m x 2m	Column	605	0.857	0.000	0.460
172	C 0,8m x 2m	Column	50	0.815	0.000	0.543
172	C 0,8m x 2m	Column	328	0.388	0.000	0.543
172	C 0,8m x 2m	Column	605	0.765	0.000	0.543
2485	C 3m x 0,8m	Column	50	0.805	0.000	0.000
2485	C 3m x 0,8m	Column	300	0.671	0.000	0.000
2485	C 3m x 0,8m	Column	550	0.694	0.000	0.000
2486	C 2m x 0,8m	Column	50	0.807	0.000	0.000
2486	C 2m x 0,8m	Column	300	0.701	0.000	0.000
2486	C 2m x 0,8m	Column	550	0.718	0.000	0.000
2488	C 3m x 0,8m	Column	50	0.896	0.000	0.000
2488	C 3m x 0,8m	Column	328	0.712	0.000	0.000
2488	C 3m x 0,8m	Column	605	0.946	0.000	0.000
2489	C 2m x 0,8m	Column	50	0.832	0.000	0.000
2489	C 2m x 0,8m	Column	300	0.725	0.000	0.000
2489	C 2m x 0,8m	Column	550	0.755	0.000	0.000

2490	C 3m x 0,8m	Column	50	0.815	0.000	0.000
2490	C 3m x 0,8m	Column	300	0.681	0.000	0.000
2490	C 3m x 0,8m	Column	550	0.718	0.000	0.000
2495	C 0,8m x 2m	Column	50	0.694	0.000	0.265
2495	C 0,8m x 2m	Column	300	0.468	0.000	0.265
2495	C 0,8m x 2m	Column	550	0.327	0.000	0.265
2503	C 0,8m x 2m	Column	50	0.694	0.000	0.265
2503	C 0,8m x 2m	Column	300	0.468	0.000	0.265
2503	C 0,8m x 2m	Column	550	0.325	0.000	0.265
2509	C 0,8m x 2m	Column	50	0.892	0.000	0.354
2509	C 0,8m x 2m	Column	300	0.587	0.000	0.354
2509	C 0,8m x 2m	Column	550	0.386	0.000	0.354
2513	C 0,8m x 2m	Column	50	0.892	0.000	0.354
2513	C 0,8m x 2m	Column	300	0.587	0.000	0.354
2513	C 0,8m x 2m	Column	550	0.387	0.000	0.354
93	C 5,6x0,8	Column	0	0.558	0.000	0.000
93	C 5,6x0,8	Column	415	0.624	0.000	0.000
93	C 5,6x0,8	Column	830	0.657	0.000	0.000
94	C 4,2x0,8	Column	50	0.871	0.211	0.000
94	C 4,2x0,8	Column	328	0.673	0.211	0.000
94	C 4,2x0,8	Column	605	0.836	0.211	0.000
115	C 5,6x0,8	Column	0	0.547	0.000	0.000
115	C 5,6x0,8	Column	415	0.614	0.000	0.000
115	C 5,6x0,8	Column	830	0.634	0.000	0.000
116	C 4,2x0,8	Column	50	0.769	0.000	0.000
116	C 4,2x0,8	Column	328	0.638	0.000	0.000
116	C 4,2x0,8	Column	605	0.729	0.000	0.000
117	C 5,6x0,8	Column	0	0.526	0.000	0.000
117	C 5,6x0,8	Column	415	0.593	0.000	0.000
117	C 5,6x0,8	Column	830	0.616	0.000	0.000
118	C 4,2x0,8	Column	50	0.693	0.000	0.000
118	C 4,2x0,8	Column	328	0.591	0.000	0.000
118	C 4,2x0,8	Column	605	0.625	0.000	0.000
119	C 5,6x0,8	Column	0	0.584	0.000	0.000
119	C 5,6x0,8	Column	415	0.650	0.000	0.000
119	C 5,6x0,8	Column	830	0.675	0.000	0.000
120	C 4,2x0,8	Column	50	0.943	0.000	0.000
120	C 4,2x0,8	Column	328	0.759	0.000	0.000
120	C 4,2x0,8	Column	605	0.969	0.000	0.000
121	C 5,6x0,8	Column	0	0.493	0.000	0.000
121	C 5,6x0,8	Column	415	0.559	0.000	0.000
121	C 5,6x0,8	Column	830	0.551	0.000	0.000
122	C 4,2x0,8	Column	50	0.689	0.000	0.000
122	C 4,2x0,8	Column	328	0.564	0.000	0.000
122	C 4,2x0,8	Column	605	0.666	0.000	0.000
123	C 4,2x0,8	Column	50	0.607	0.000	0.000
123	C 4,2x0,8	Column	328	0.483	0.000	0.000
123	C 4,2x0,8	Column	605	0.601	0.000	0.000
129	C 5,6x0,8	Column	0	0.564	0.000	0.000
129	C 5,6x0,8	Column	415	0.630	0.000	0.000
129	C 5,6x0,8	Column	830	0.662	0.000	0.000
130	C 4,2x0,8	Column	50	0.877	0.212	0.000
130	C 4,2x0,8	Column	328	0.681	0.212	0.000
130	C 4,2x0,8	Column	605	0.843	0.212	0.000
131	C 5,6x0,8	Column	0	0.553	0.000	0.000
131	C 5,6x0,8	Column	415	0.620	0.000	0.000
131	C 5,6x0,8	Column	830	0.640	0.000	0.000
132	C 4,2x0,8	Column	50	0.780	0.000	0.000
132	C 4,2x0,8	Column	328	0.648	0.000	0.000
132	C 4,2x0,8	Column	605	0.743	0.000	0.000



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

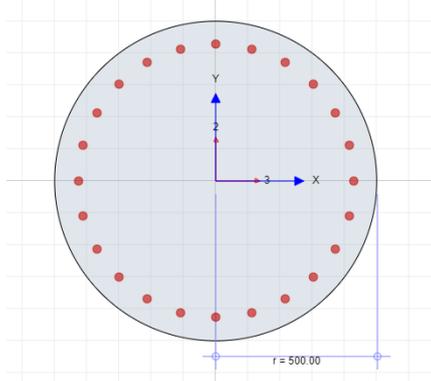
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

133	C 5,6x0,8	Column	0	0.523	0.000	0.000
133	C 5,6x0,8	Column	415	0.590	0.000	0.000
133	C 5,6x0,8	Column	830	0.613	0.000	0.000
134	C 4,2x0,8	Column	50	0.687	0.000	0.000
134	C 4,2x0,8	Column	328	0.585	0.000	0.000
134	C 4,2x0,8	Column	605	0.616	0.000	0.000
135	C 5,6x0,8	Column	0	0.578	0.000	0.000
135	C 5,6x0,8	Column	415	0.644	0.000	0.000
135	C 5,6x0,8	Column	830	0.669	0.000	0.000
136	C 4,2x0,8	Column	50	0.938	0.000	0.000
136	C 4,2x0,8	Column	328	0.753	0.000	0.000
136	C 4,2x0,8	Column	605	0.965	0.000	0.000
137	C 5,6x0,8	Column	0	0.483	0.000	0.000
137	C 5,6x0,8	Column	415	0.547	0.000	0.000
137	C 5,6x0,8	Column	830	0.540	0.000	0.000
138	C 4,2x0,8	Column	50	0.639	0.000	0.000
138	C 4,2x0,8	Column	328	0.536	0.000	0.000
138	C 4,2x0,8	Column	605	0.578	0.000	0.000
139	C 4,2x0,8	Column	50	0.535	0.000	0.000
139	C 4,2x0,8	Column	328	0.472	0.000	0.000
139	C 4,2x0,8	Column	605	0.593	0.000	0.000



- Verifica pilastri circolari



Rebars	24-d 26
Rebar Area	12,742.30 (mm ²)
Rebar Ratio	1.63%

Axial Load, N_{Ed}	10,860.00 (kN)
Moment Top, M_x	1,760.00 (kN-m)
Moment Top, M_y	380.00 (kN-m)

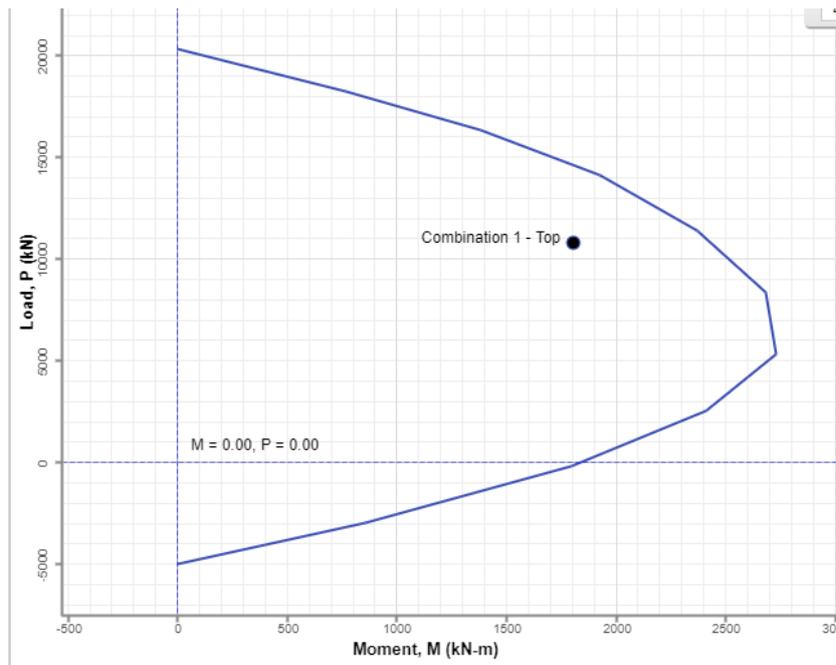


Figura 65. Diagramma di interazione P-M



6.1.4.7 Barrette provvisori

L'ALLEGATO H presenta graficamente i risultati rilevanti delle barrette provvisori

- Verifiche SLU – Barrette provvisori

i) Verifica a plesso-flessione e taglio:

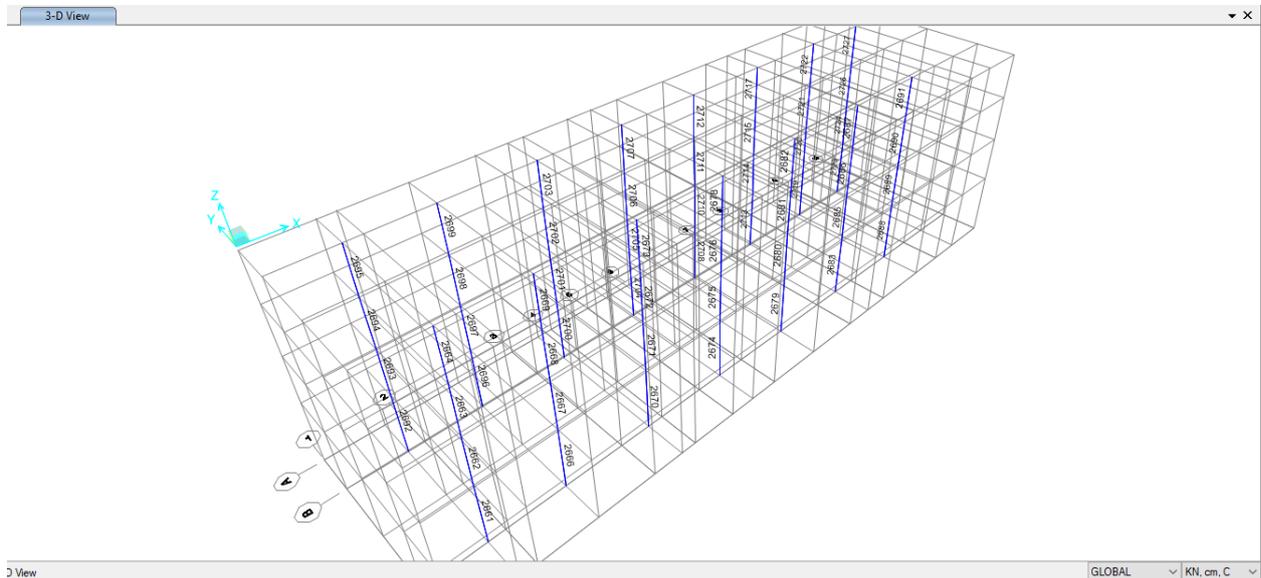


Figura 66. Numerazione delle barrette provvisori



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

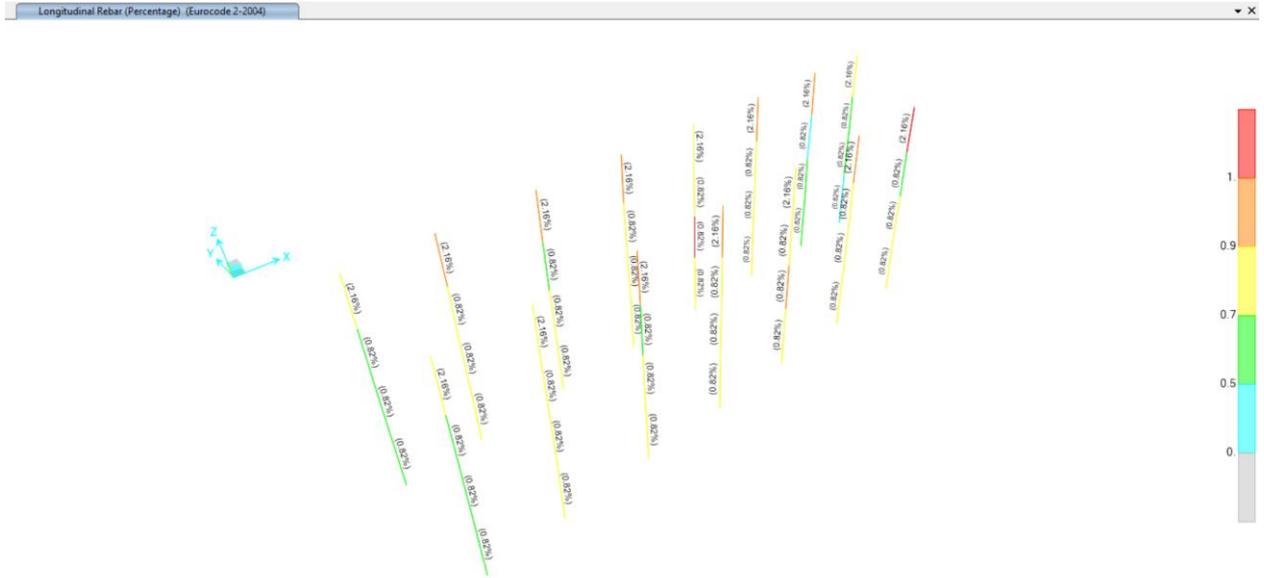


Figura 67. Percentuale di rinforzo longitudinale

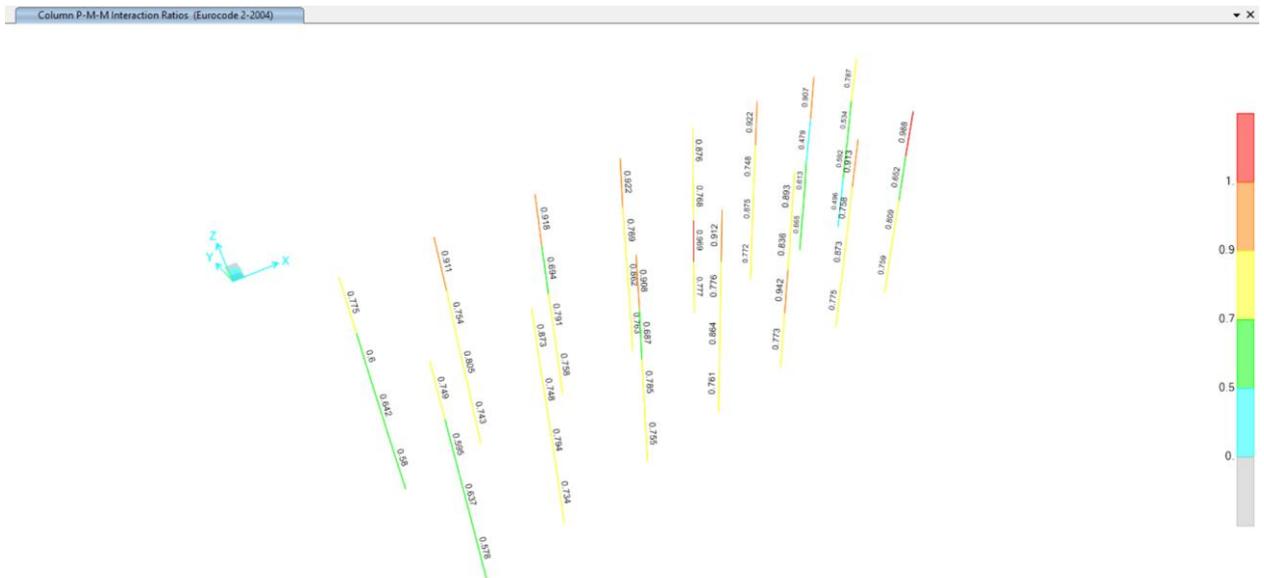


Figura 68. Rapporto domanda/capacità (D/C)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

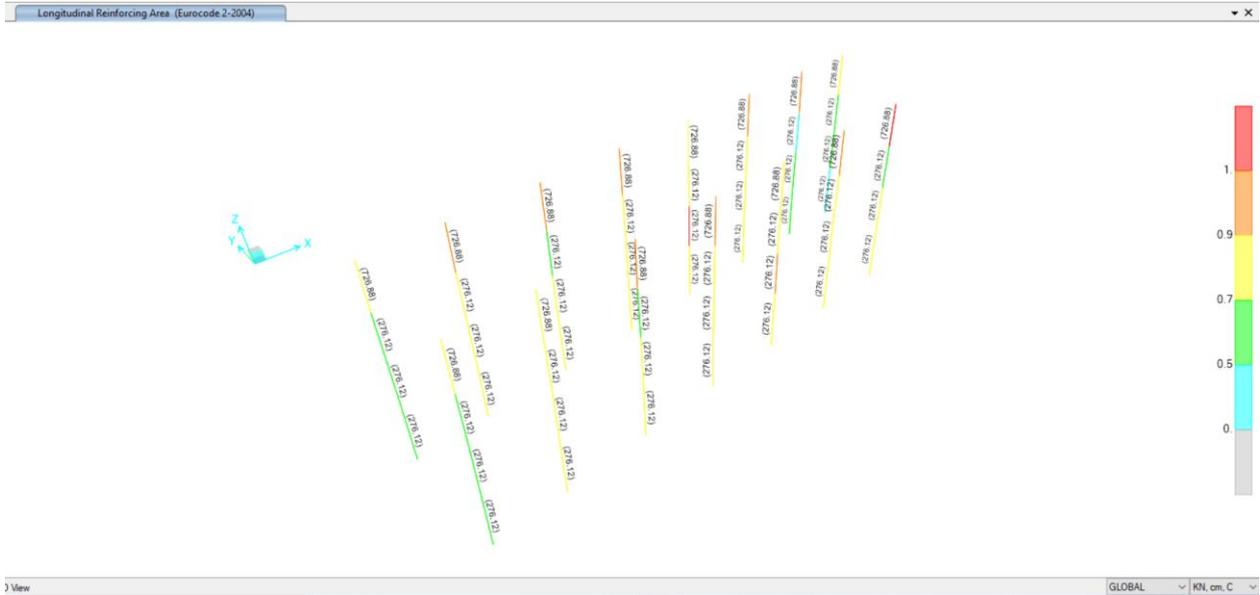


Figura 69. Rinforzo longitudinale (cm²)

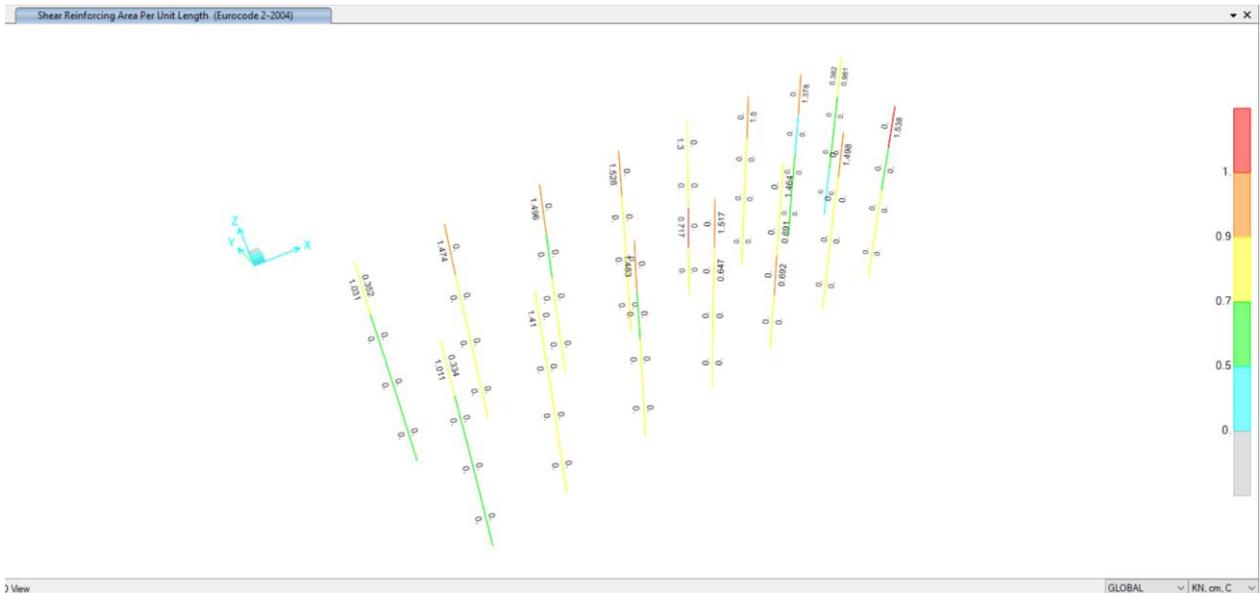


Figura 70. Rinforzo trasversale (cm²/cm)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle barrette:

Tabella 23 Armature barrette 2.80x1.20

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,40m a -8,40m	280	120	2x26 ϕ 28	9 ϕ 28	ϕ 20/100
Da -8,40m a -9,40m	220	80	2x13 ϕ 28	7 ϕ 28	ϕ 16/200
Da -9,40m a -14,95m	280	120	17 ϕ 26	9 ϕ 26	ϕ 16/200
Da -14,95m a -15,95m	220	80	13 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/200
Da -15,95m a -21,50m	280	120	17 ϕ 26	9 ϕ 26	ϕ 16/200
Da -21,50m a -22,50m	220	80	13 ϕ 26	7 ϕ 26	ϕ 16/200
Da -22,50m a -36,00m	280	120	17 ϕ 26	9 ϕ 26	ϕ 16/200
Da -36,00m a -57,60m	280	120	17 ϕ 24	9 ϕ 24	ϕ 16/200

Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale come il rapporto domanda/capacità e dei requisiti di rinforzo trasversali delle barrette.

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004

Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm2/cm	cm2/cm
2661	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.561	0.000	0.000
2661	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.576	0.000	0.000
2661	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.578	0.000	0.000
2662	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.619	0.000	0.000
2662	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.444	0.000	0.000
2662	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.637	0.000	0.000
2663	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.595	0.000	0.000
2663	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.327	0.000	0.000
2663	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.575	0.000	0.000
2664	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.539	0.334	1.011
2664	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.207	0.334	1.011
2664	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.749	0.334	1.011
2666	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.700	0.000	0.000
2666	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.711	0.000	0.000
2666	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.734	0.000	0.000
2667	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.794	0.000	0.000
2667	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.558	0.000	0.000
2667	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.791	0.000	0.000
2668	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.738	0.000	0.000
2668	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.439	0.000	0.000
2668	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.748	0.000	0.000
2669	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.666	0.000	1.410
2669	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.265	0.000	1.410
2669	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.873	0.000	1.410
2670	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.726	0.000	0.000
2670	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.735	0.000	0.000
2670	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.755	0.000	0.000
2671	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.785	0.000	0.000
2671	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.574	0.000	0.000
2671	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.771	0.000	0.000
2672	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.687	0.000	0.000
2672	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.464	0.000	0.000
2672	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.666	0.000	0.000
2673	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.671	0.000	1.483
2673	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.332	0.000	1.483
2673	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.908	0.000	1.483
2674	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.734	0.000	0.000
2674	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.742	0.000	0.000
2674	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.761	0.000	0.000
2675	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.833	0.000	0.000
2675	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.584	0.000	0.000
2675	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.864	0.000	0.000
2676	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.776	0.000	0.647
2676	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.422	0.000	0.647
2676	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.715	0.000	0.647
2678	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.694	0.000	1.517
2678	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.323	0.000	1.517
2678	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.912	0.000	1.517
2679	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.749	0.000	0.000
2679	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.756	0.000	0.000
2679	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.773	0.000	0.000
2680	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.870	0.000	0.692
2680	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.602	0.000	0.692
2680	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.942	0.000	0.692
2681	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.836	0.000	0.691
2681	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.407	0.000	0.691
2681	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.705	0.000	0.691

2682	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.665	0.000	1.464
2682	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.325	0.000	1.464
2682	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.893	0.000	1.464
2683	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.744	0.000	0.000
2683	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.752	0.000	0.000
2683	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.775	0.000	0.000
2685	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.847	0.000	0.000
2685	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.589	0.000	0.000
2685	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.873	0.000	0.000
2686	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.758	0.000	0.000
2686	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.438	0.000	0.000
2686	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.692	0.000	0.000
2687	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.678	0.000	1.498
2687	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.329	0.000	1.498
2687	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.913	0.000	1.498
2688	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.708	0.000	0.000
2688	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.717	0.000	0.000
2688	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.759	0.000	0.000
2689	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.809	0.000	0.000
2689	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.539	0.000	0.000
2689	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.760	0.000	0.000
2690	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.652	0.000	0.000
2690	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.450	0.000	0.000
2690	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.626	0.000	0.000
2691	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.705	0.000	1.538
2691	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.378	0.000	1.538
2691	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.988	0.000	1.538
2692	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.565	0.000	0.000
2692	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.580	0.000	0.000
2692	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.580	0.000	0.000
2693	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.623	0.000	0.000
2693	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.449	0.000	0.000
2693	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.642	0.000	0.000
2694	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.600	0.000	0.000
2694	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.332	0.000	0.000
2694	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.578	0.000	0.000
2695	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.550	0.353	1.031
2695	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.215	0.353	1.031
2695	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.775	0.353	1.031
2696	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.710	0.000	0.000
2696	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.720	0.000	0.000
2696	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.743	0.000	0.000
2697	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.804	0.000	0.000
2697	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.569	0.000	0.000
2697	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.805	0.000	0.000
2698	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.750	0.000	0.000
2698	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.449	0.000	0.000
2698	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.754	0.000	0.000
2699	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.690	0.000	1.474
2699	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.282	0.000	1.474
2699	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.911	0.000	1.474
2700	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.729	0.000	0.000
2700	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.738	0.000	0.000
2700	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.758	0.000	0.000
2701	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.791	0.000	0.000
2701	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.578	0.000	0.000
2701	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.781	0.000	0.000
2702	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.694	0.000	0.000
2702	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.465	0.000	0.000
2702	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.669	0.000	0.000

2703	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.674	0.000	1.496
2703	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.334	0.000	1.496
2703	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.918	0.000	1.496
2704	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.736	0.000	0.000
2704	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.744	0.000	0.000
2704	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.763	0.000	0.000
2705	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.832	0.000	0.000
2705	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.584	0.000	0.000
2705	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.862	0.000	0.000
2706	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.769	0.000	0.000
2706	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.421	0.000	0.000
2706	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.708	0.000	0.000
2707	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.696	0.000	1.528
2707	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.327	0.000	1.528
2707	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.922	0.000	1.528
2708	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.755	0.000	0.000
2708	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.761	0.000	0.000
2708	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.777	0.000	0.000
2710	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.883	0.000	0.717
2710	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.609	0.000	0.717
2710	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.969	0.000	0.717
2711	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.768	0.000	0.000
2711	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.446	0.000	0.000
2711	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.543	0.000	0.000
2712	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.540	0.000	1.300
2712	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.354	0.000	1.300
2712	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.876	0.000	1.300
2713	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.741	0.000	0.000
2713	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.749	0.000	0.000
2713	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.772	0.000	0.000
2714	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.847	0.000	0.000
2714	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.588	0.000	0.000
2714	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.875	0.000	0.000
2715	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.748	0.000	0.000
2715	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.426	0.000	0.000
2715	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.672	0.000	0.000
2717	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.669	0.000	1.500
2717	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.330	0.000	1.500
2717	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.922	0.000	1.500
2719	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.606	0.000	0.000
2719	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.619	0.000	0.000
2719	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.665	0.000	0.000
2720	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.613	0.000	0.000
2720	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.466	0.000	0.000
2720	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.458	0.000	0.000
2721	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.422	0.000	0.000
2721	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.420	0.000	0.000
2721	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.479	0.000	0.000
2722	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.620	0.000	1.378
2722	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.321	0.000	1.378
2722	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.907	0.000	1.378
2723	Ba 1.20x2.80	Column	0	0.471	0.000	0.000
2723	Ba 1.20x2.80	Column	415	0.489	0.000	0.000
2723	Ba 1.20x2.80	Column	830	0.496	0.000	0.000
2724	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.576	0.000	0.000
2724	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.350	0.000	0.000
2724	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.592	0.000	0.000
2726	Ba 1.20x2.80	Column	50	0.534	0.000	0.000
2726	Ba 1.20x2.80	Column	328	0.269	0.000	0.000
2726	Ba 1.20x2.80	Column	605	0.478	0.000	0.000
2727	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	50	0.521	0.382	0.981
2727	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	300	0.228	0.382	0.981
2727	Ba 1,20x2,80 Rinf	Column	550	0.787	0.382	0.981

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.1.4.8 Altre Verifiche complementari

i) Verifica ipotesi incastramento tra diaframmi e soletta di copertura

Lo schema statico impiegato per la soletta di copertura è quella di una trave continua con quattro appoggi. Gli appoggi all'estremità della soletta di copertura consistono di un semplice appoggio sui diaframmi perimetrali. Utilizzando come base un modello semplificato, viene eseguita un'analisi di suscettibilità alla rigidità rotazionale variando la rigidità K_t degli appoggi esterni (assi A e D) da zero (rotazione libera: cerniera) all'infinito (incastro perfetto), per valutare il rapporto dei momenti flettenti delle sezioni critiche rispetto ai valori ottenuti nel caso di riferimento (cerniera) che permette di valutare l'impatto di detta ipotesi sul progetto sviluppato.



Figura 71. Figura 6.1 Modello di base

Dove,

- Mb ... Momento flettente massimo negativo sull'asse B
- Ms ... Momento flettente massimo positivo campata centrale
- Ma ... Momento flettente massimo sugli assi A
- Mbo ... Momento flettente (di riferimento) massimo negativo sull'asse B
- Mso ... Momento flettente (di riferimento) massimo positivo campata centrale

Il grafico sottostante mostra i risultati dell'effetto del modello di base variando la rigidità della molla torsionale K_t da zero all'infinito (asse X del grafico).

Dall'analisi si può affermare i seguenti punti:

- i) La variazione massima del momento flettente positivo della campata centrale è inferiore al 6% rimanendo sempre inferiore al valore di riferimento considerato (M_s/M_{so});



- ii) I momenti flettenti negativi sui supporti interni (assi B e C) non subiscono variazioni significativi (M_b/M_{bo});
- iii) La variazione del momento sugli appoggi esterni (assi A e D), in caso di un certo grado di incastramento, rappresenta un massimo del 42% del momento massimo della campata centrale (M_a/M_{so});
- iv) Finalmente, l'ipotesi di cerniera utilizzata tra la soletta di copertura ed i diaframmi si ritiene opportuno per una corretta progettazione a favore di sicurezza di fronte all'incertezza del grado di incastramento che può svilupparsi in detto nodo.

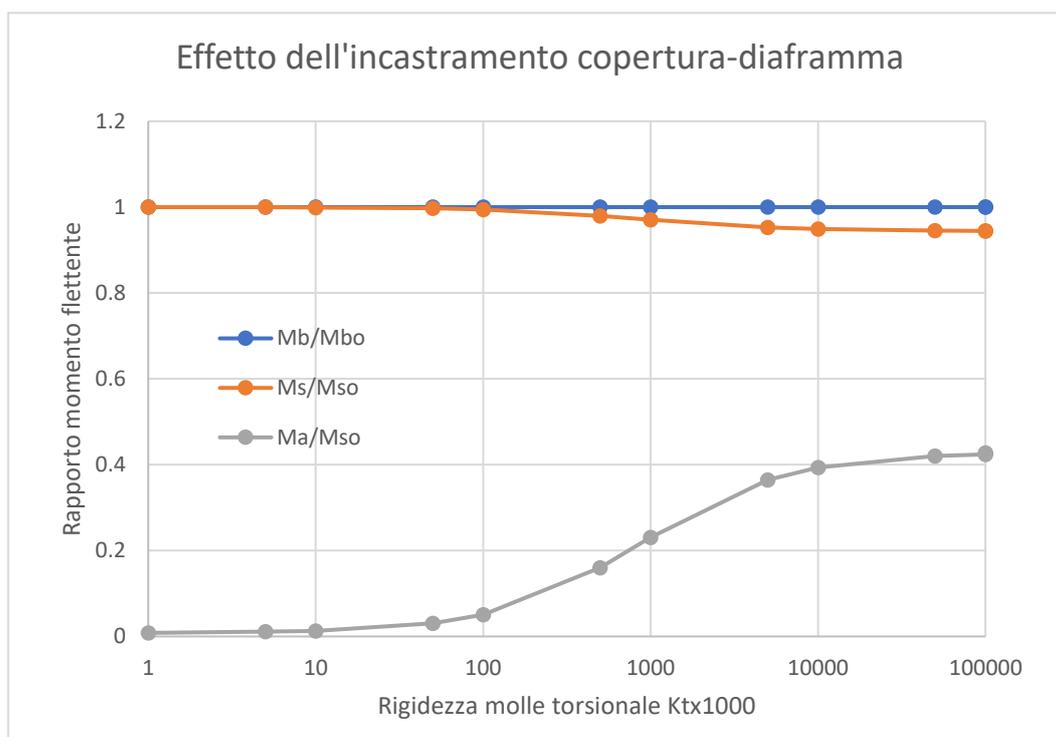


Figura 72. Figura 6.2 Risultati: Rapporto momento flettente vs. Kt

Tuttavia, per garantire la capacità del nodo ai momenti flettenti, si verifica che l'armatura a momento negativo (estradosso) della soletta di copertura è sufficiente a trasferire il momento flettente resistente alla sezione superiore del diaframma.

Diaframma: spessore 1,20m - copriferro 0,10m

armatura esterna $\phi 20/12.5 \rightarrow M_{rd} = 1284 \text{ kNm/m}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Soletta di copertura: spessore 0,80m - copriferro 0,075m

armatura superiore $\phi 24/10 \rightarrow Mrd_{soletta} = 1205 \text{ kNm/m} \sim Mrd_{diaframma} \dots \text{ok}$

ii) Verifica dell'effetto di ritiro a lungo termine

La costruzione orizzontale imposta dai diaframmi laterali e le fodere interne alla copertura e ai solai intermedi portano una di sollecitazioni di trazione nelle solette per l'effetto del ritiro a lungo termine. A favore di sicurezza si trascura l'effetto benefico della precompressione dovuta alla spinta del terreno, è possibile stimare l'effetto del ritiro attraverso un modello semplificato indicato precedentemente introducendo una variazione di *temperatura negativa equivalente alla deformazione unitaria dovuta al ritiro* e imporre alle estremità della soletta delle molle orizzontali K_x di rigidezza equivalente a quella fornita dalla deformazione trasversale del diaframma e fodere ($K_i = 6EI/L^2$).

Effetto Ritiro			Rigidezza della molle K		
SCA	Ecd, o	0.31125 o/oo	Ec (GPa)	32	
	Kh	0.7	F. R	2.75	
Drying (essiccazione)	Ecd, ∞	0.217875 o/oo	Ec_red	11.64	
	fck	30	I (m ⁴)		
Autogenous (autogeno)	Eca, ∞	0.05 o/oo	Diagramma	1.2	0.144
	Total	Ecs, ∞	Fodera 1	0.6	0.018
Equiv.	α_c	0.00001 /°C	H1(m)	5.05	
	ΔT	26.7875 °C	Fodera 2	0.6	0.018
			H2(m)	4.85	
			K_coper	1990855	kN/m
			K_atrio	507976	kN/m

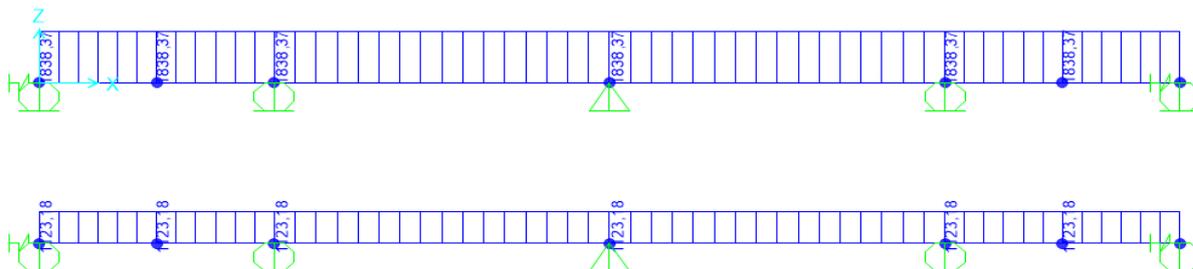


Figura 73. Figura 6.3 Forza di Trazione sulla soletta di copertura e atrio

Dato che la rigidità che deriva dalle fodere (superiore e inferiore) alla soletta dell'atrio è inferiore a quella imposta dalle fodere e diaframma sulla soletta di copertura, si traduce in una maggiore deformazione assiale dell'atrio (relativa alla copertura) che tende ad opporsi al ritiro della copertura in proporzione alla differenza di deformazione.

	Nd (kN)	δ (mm)
Copertura	1838	0.92
Atrio	1123	2.24

Per la copertura,

$$\Delta\delta = 2.24 - 0.92 = 1.32\text{mm}$$

$$\Delta N = \Delta\delta EA/L = 469 \text{ kN}$$

$$N_{d_copertura} = 1838 \text{ kN} - 469 \text{ kN} = 1369 \text{ kN}$$

$$A_{s_ritiro} = N_d/f_{yd} = 34.99 \text{ cm}^2/\text{m} < 45.20 \text{ cm}^2/\text{m} (2\phi 24/20) \dots \text{ok}$$

Per atrio,

$$N_{d_atrio} = 1123 \text{ kN}$$

$$A_{s_ritiro} = 28.70 \text{ cm}^2/\text{m} < 45.20 \text{ cm}^2/\text{m} (2\phi 24/20) \dots \text{ok}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.2 Soletta di fondazione

6.2.1 Generalità

Per la verifica strutturale del solettone di fondo è stato sviluppato un modello bidimensionale agli elementi finiti con carichi normali al piano che considera la piastra di fondazione e la sua interazione con il terreno. La Figura 76 mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato per la verifica strutturale della stazione Porta Nuova (SPN), evidenziando la disposizione degli elementi tipo *shell* utilizzati per modellare la soletta di fondo e l'interazione con il terreno e le fondazioni.

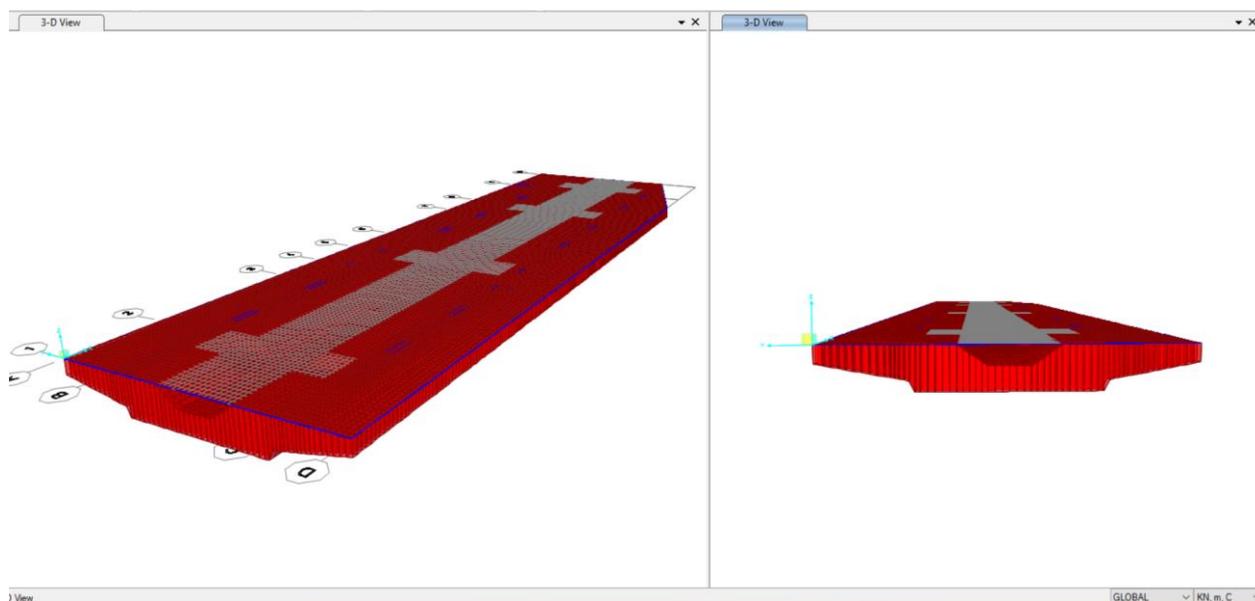


Figura 74. Modello solettone di fondo - sezione trasversale

La soletta di fondo è costituita da una soletta piena piegata di spessore variabile tra 1,30-1,80m appoggiata su un terreno migliorato con *Jet Grouting* e collegata ai diaframmi perimetrali dove è previsto una scanalatura profonda 0,20m e alto 1,80m, con una tolleranza di ± 15 cm. La soletta di fondo non è collegata alle barrette provvisorie. I pilastri definitivi sono supportati direttamente sulla la soletta di fondazione che sarà infine annegata nelle fodere perimetrali di spessore 1,00 m collocate in adiacenza dei diaframmi preesistenti.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nelle zone di intersezione tra i setti con il solettone di fondo è stata definita una *mesh* in modo tale che i nodi coincidono con il perimetro dei setti. Nella figura sottostante è mostrata un dettaglio di una zona di intersezione tra la soletta di fondo di spessore 1,80 m e un setto di 5,60x0,80m. Assegnando dei *Body Constraints* ai nodi evidenziati, è possibile simulare l'estensione della porzione rigida della soletta in prossimità del nodo centrale ed ottenere le sollecitazioni agenti sulla soletta in corrispondenza diretta delle facce delle barrette.

Questa considerazione del modello è stata applicata a tutti i nodi solaio-barrette del modello strutturale.

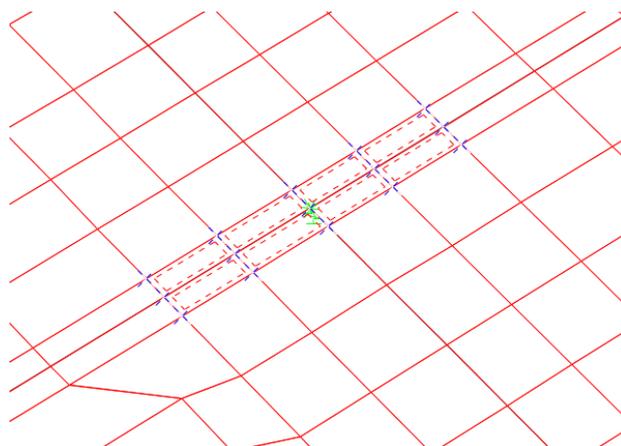


Figura 75. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-pilastro

Per simulare adeguatamente il terreno sottostante e le fondazioni (prolungamento dei diaframmi al di sotto del solettone di fondo), il modello di analisi utilizza molle di tipo *Winkler* che consentono di simulare gli effetti dell'interazione terreno-struttura.

Vengono utilizzati diversi due tipi di molle:

- i) Per considerare la rigidità verticale dei diaframmi di fondazione perimetrali di lunghezza 12,0m al di sotto della soletta di fondo e spessore 1,20m, è stato incorporato lungo il perimetro della soletta un elemento di *frame* virtuale con un *Line Springs* di rigidità K_d (kN/m/m) e con rigidità infinita ($I_{33} \rightarrow \infty$) per simulare la rigidità dei diaframmi nel piano verticale. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo perimetrale sarà il prodotto di K_d per la lunghezza dell'elemento.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

- ii) Per considerare la rigidità verticale del terreno migliorato a contatto con la faccia inferiore del solettone di fondo, in ogni elemento *shell* è incorporata una *Springs to Area* con un modulo di reazione K_s (kN/m/m²) reagente solo a compressione. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo interno sarà il prodotto di K_s per l'area tributaria di ciascun elemento. Poiché le molle nel terreno reagiscono solo a compressione, è necessario effettuare un'analisi statica non lineare che riconosca tale non linearità.

In questo modo, tutti i nodi nel modello di analisi sono liberi di spostarsi verticalmente e dispongono di una molla verticale per supportare i carichi gravitazionali provenienti dalla sovrastruttura, trasferiti come carichi concentrati sulla base dei pilastri e carichi distribuiti applicati al perimetro sui diaframmi.

Perimetralmente il solettone di fondo è rigidamente collegato alle fodere interne spesse 1.00m, che sono adiacenti ai diaframmi, motivo per cui nel modello di calcolo si assume l'esistenza di un vincolo che limita la rotazione ortogonale al piano del diaframma.

Per stimare la rigidità verticale dei diaframmi di fondazione viene utilizzato il metodo di *Randolph & Wroth* (1978), che consente di stimare la rigidità verticale di un palo di fondazione come la somma della rigidità superficiale e della rigidità della base.

$$K_b = K_{sup} + K_{base} \quad K_{sup} = 2\pi L G_m / \mu \quad K_{base} = 4 r_o G_b / (1 - \nu)$$

$\mu = \ln(r_m / r_o)$... ampiezza campo di deformazione G_L ... Modulo di taglio in profondità L

$r_m = \{0.25 + [2.5\rho(1 - \nu) - 0.25] \varepsilon\} L$ G_m ... Modulo di taglio medio tra 0-L

$\varepsilon = \frac{G_L}{G_b}$ $\rho = \frac{G_m}{G_L}$... Fattori di eterogeneità G_b ... Modulo di taglio dello strato sottostante (base)

Sezione rettangolare: $r_o = (b + h) / \pi$ Terreno omogeneo: $\varepsilon = 1$ $\rho = 1$

Nel caso di diaframmi perimetrali di fondazione si adotta $K_d = K_{sup} / 2 + K_{base}$

Per la stazione, si ha:

Unità prevalente diaframmi: U5

$E_s = 65 \text{ MPa}$ $\nu = 0,30$ \rightarrow $G_s = G_m = G_b = E_s / 2(1 + \nu) = 25,00 \text{ MPa}$

Diaframmi $e=1,20\text{m}$ / $L=10\text{m}$ \rightarrow $K_d = 332000 \text{ kN/m/m}$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per stimare il modulo di reazione verticale del terreno migliorato si utilizza il Metodo proposto da *Bowles* (1982), adottato anche dal Comitato ACI 336.2R-88 (riapprovato 2002).

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_w}$$

I_w .. Fattore di forma base

B .. Larghezza base

E_s ... Modulo di Young del suolo

Unità prevalente U5 + Cross Walls @5.00m

$E_s = 200$ MPa $\nu = 0,30$

$B = 29,00$ m $L/B \sim 3,15$ $I_w = 1,40$ \rightarrow $K_s = 5400$ kN/m²

6.2.2 Carichi e combinazioni

Il solettone di fondo è fondamentalmente soggetto a carichi normali al suo piano, rappresentati dai carichi gravitazionali provenienti dalla sovrastruttura e trasferiti come carichi concentrati sui pilastri e carichi distribuiti applicati al perimetro del modello, nonché carichi verticali associati alla sottopressione idrostatica dovuta al livello della falda.

Tra gli assi 1-8, i carichi concentrati trasferiti dalle sette definitivi sono ricavati direttamente dalle reazioni verticali calcolate nel modello della sovrastruttura (modello precedente). I carichi distribuiti q (kN/m) applicati al perimetro del modello possono essere stimati come:

$$q = (W_T - \sum R_i) / L_p + w_d$$

W_T ... peso totale della struttura (*Base Reaction*) = 509000 kN

$\sum R_i$... sommatoria della reazione dei sette = 374700 kN ~73,4%

L_p ... lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 180m

w_d ... peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo =870 kN/m

$$q = \frac{(509000 - 374700)}{180} + 880 = 1640 \text{ kN/m}$$

La Figura 76 mostra i carichi gravitazionali agenti sulla soletta di fondo provenienti dalla sovrastruttura e dovuti a carichi permanenti (peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, peso del rinterro in superficie), e carichi variabili (sovraccarichi esterni e di servizio).

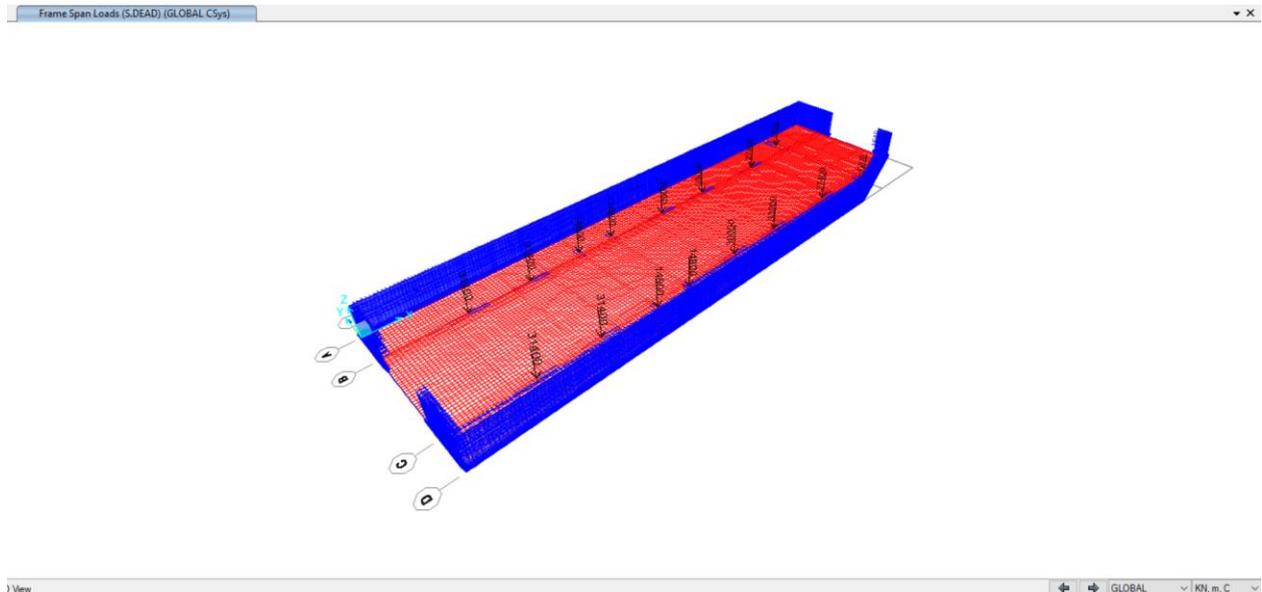


Figura 76. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura

- Carichi idrostatici

Per la verifica strutturale a lungo termine a SLU, il livello della falda è considerato 4,50 metri al di sopra del livello piezometrico di riferimento indicato nel profilo geotecnico, equivalente al livello a breve termine più 3,00 metri. Questo porta ad una sottopressione verticale che deve essere direttamente sopportata del solettone di fondo e che si somma alla reazione verticale del terreno trasmesse dai carichi gravitazionali della sovrastruttura.

Nel caso della stazione Porta Nuova (SPN), la quota piezometrica di riferimento è a -17,00m, per cui la quota a lungo termine sarà di -12,50m, che rappresenta un dislivello laterale/centrale di $\Delta H = 17,50/19,30\text{m}$ rispetto alla quota dell'intradosso del solettone di fondo posto a quota -32,30m/-34,10m.

$$\text{Sottopressione centrale} = \Delta H \times \gamma_w = 21,60\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 216 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sottopressione laterale} = \Delta H \times \gamma_w = 19,80\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 198 \text{ kN/m}^2$$

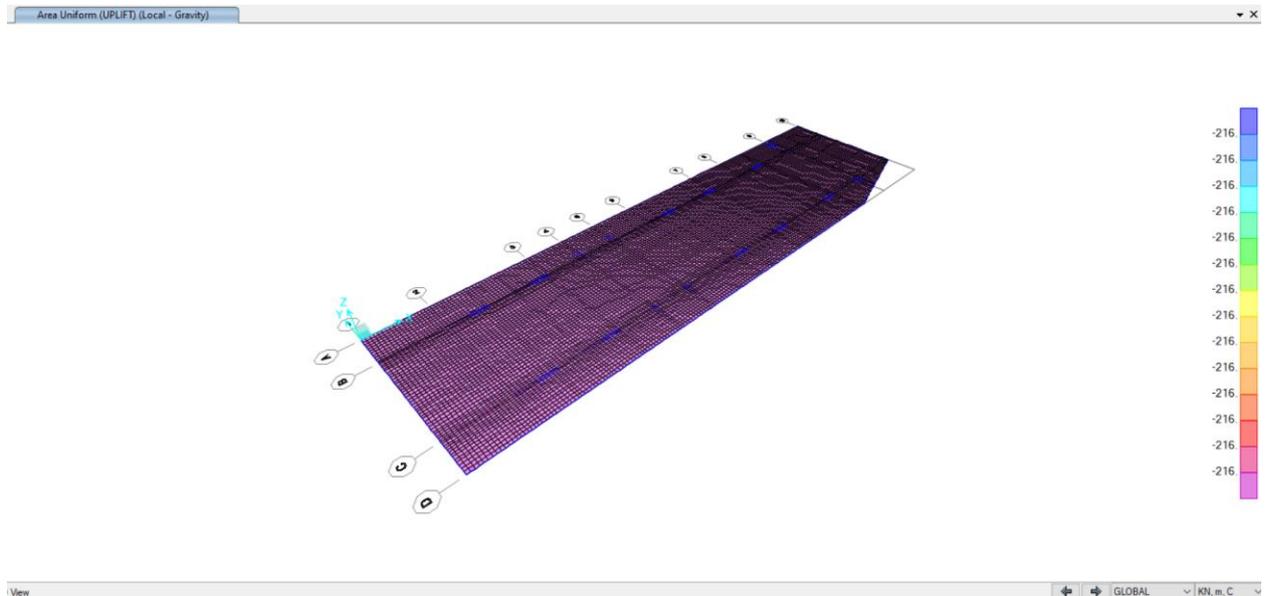


Figura 77. Sottopressione idrostatica a lungo termine

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \quad \text{conservativamente per combinazione quasi-permanente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$



6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

L'ALLEGATO I presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di fondo

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU. I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione. Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

La Figura mostra una vista della deformazione della soletta di fondo

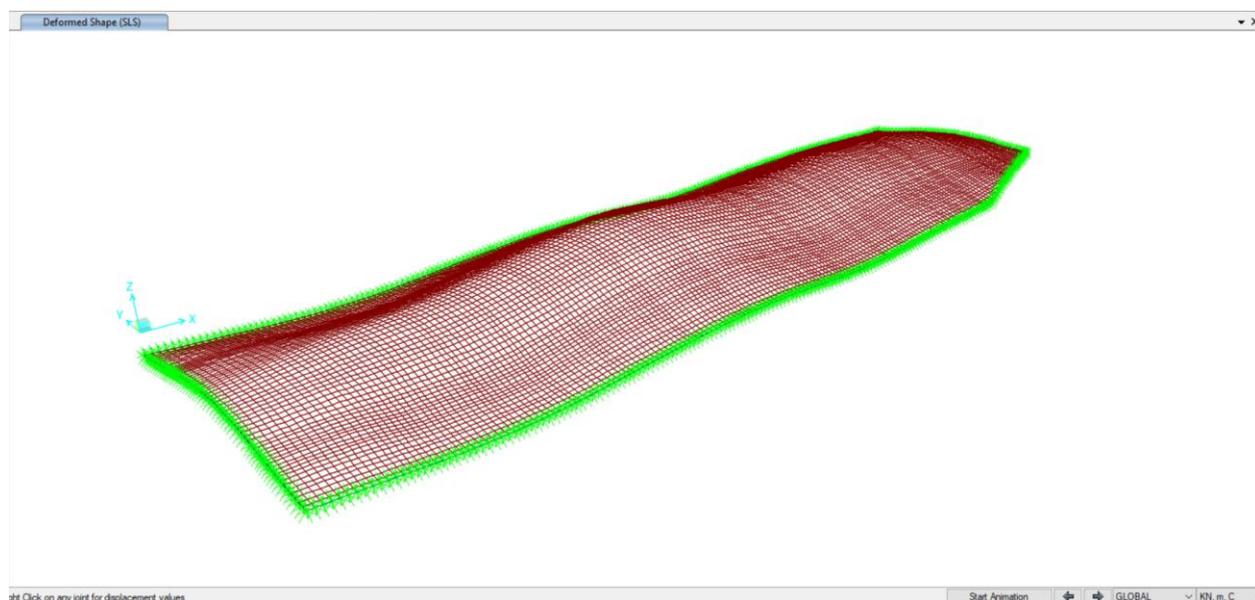


Figura 78. Deformazione della soletta di fondo

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 150cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s, min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 140 = 23.45 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 26/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm^2/cm).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

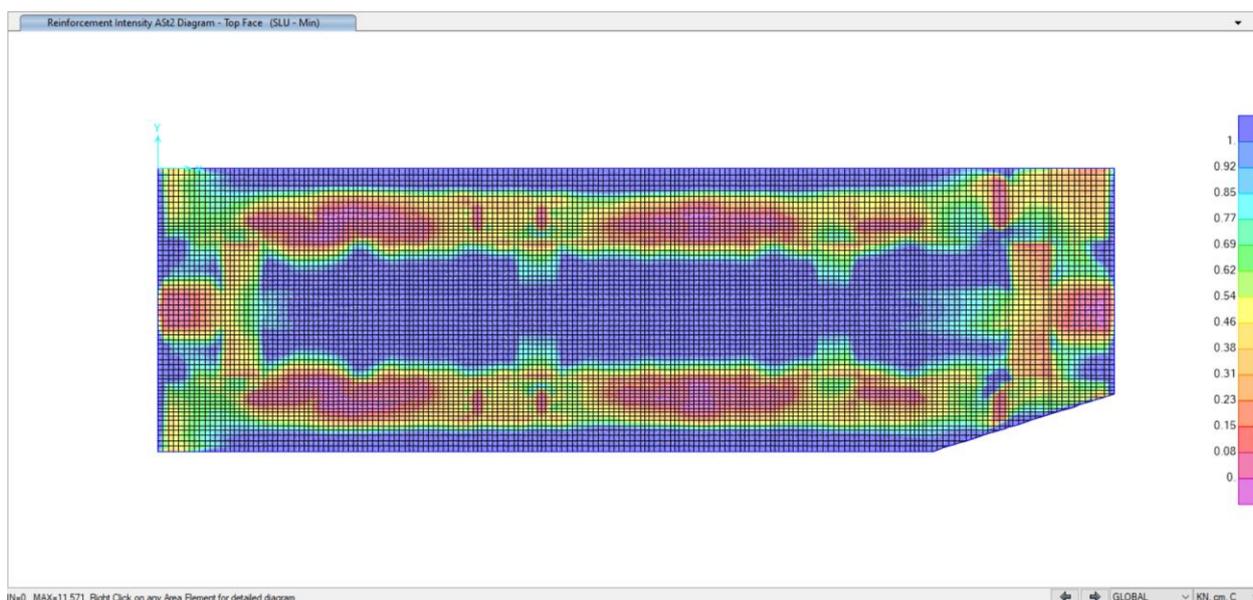


Figura 79. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

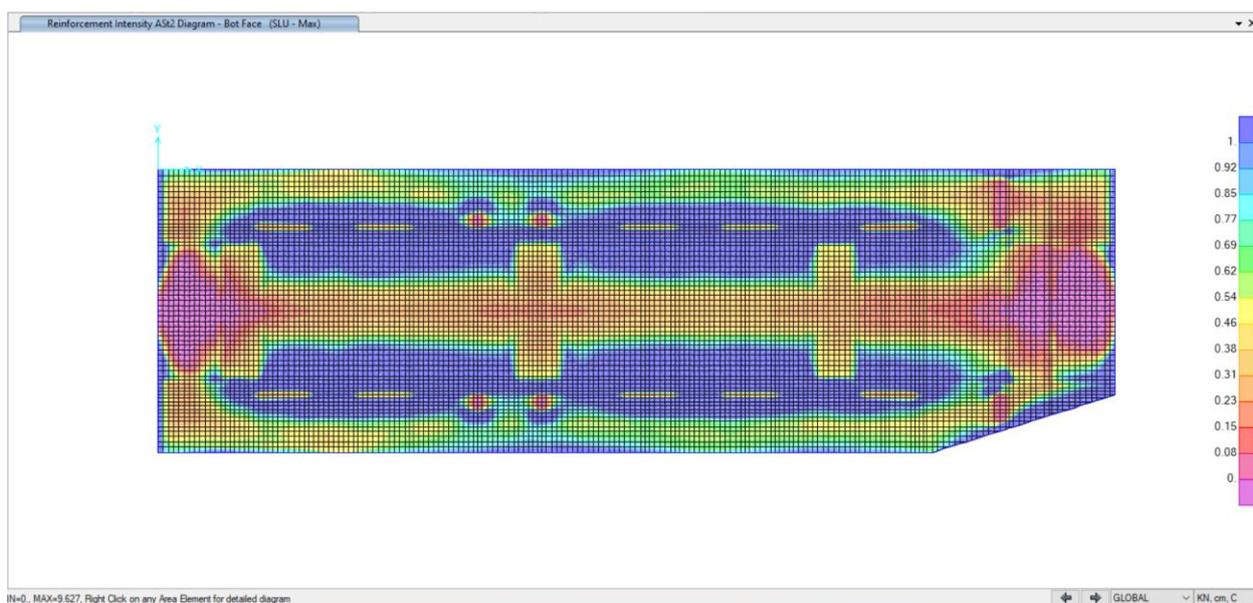


Figura 80. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

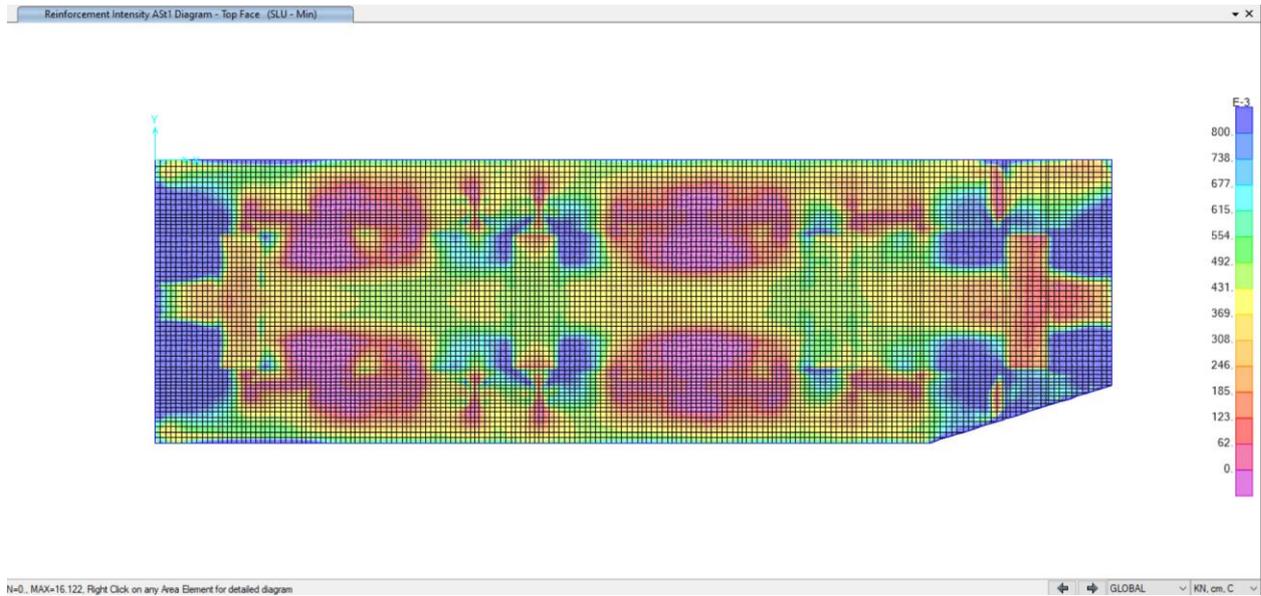


Figura 81. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

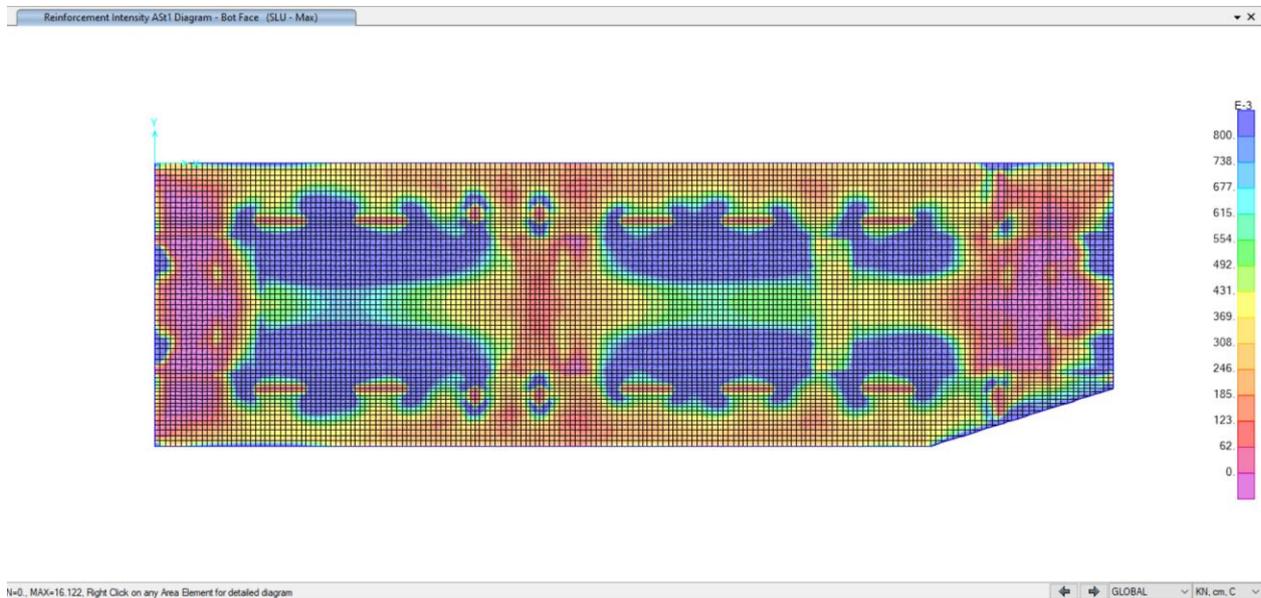


Figura 82. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della soletta di fondo:

Tabella 24 Armature soletta di fondo

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC	Assi C	Tra assi CD
1-8	Trasv. Superiore	φ26/100	2φ26/100	2φ26/100	2φ26/100	φ26/100
	Trasv. Inferiore	φ26/100	2φ26/100	φ26/100	2φ26/100	φ26/100
	Long. Superiore	φ26/200	φ26/200	φ26/200	φ26/200	φ26/200
	Long. Inferiore	φ26/200	φ26/200	φ26/200	φ26/200	φ26/200

ii) Verifica al taglio:

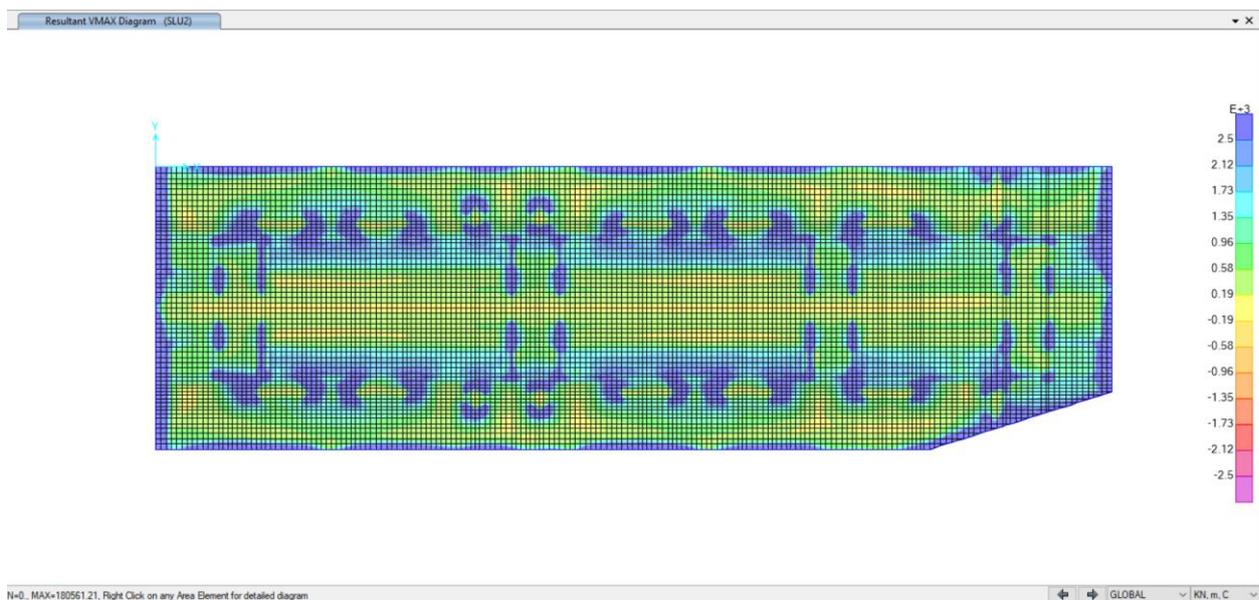


Figura 83. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

Entro 2d faccia delle barrete

$$A_{st} = \phi 20/400400 \quad V_{Rd} = 2304 \text{ kN/m} > V_{max}$$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC2018 §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 3.90x0,80 m $V_{Ed} = 39570$ kN

V_{Ed} (kN)	46700			
b (m)	5.6			
h (m)	0.8			
d (m)	1.8			
u_1 (m)	41.6			
β	1.5			
v_{Ed} (MPa)	0.94			$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1$
f_{ck} (MPa)	30			
f_{yk} (MPa)	450			
$k =$	1.333			
$v_{Rd,c}$ (MPa)	0.30			$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
ϕ (mm)	20.00	A_b (cm ²)	3.14	
s_r (m)	0.40			
u_d (m)	27.20			
A_{sw} (cm ²)	213.63			
$v_{Rd,cs}$ (MPa)	0.97 > v_{Ed}			$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$



- Verifiche SLE – Solettone di fondo

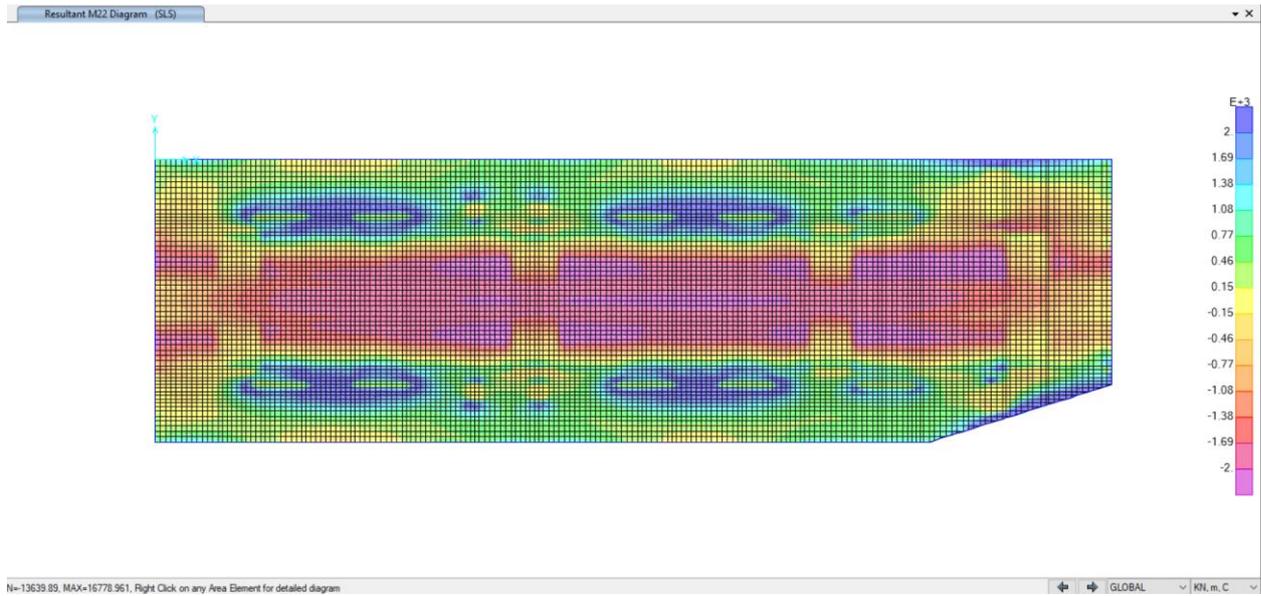


Figura 84. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

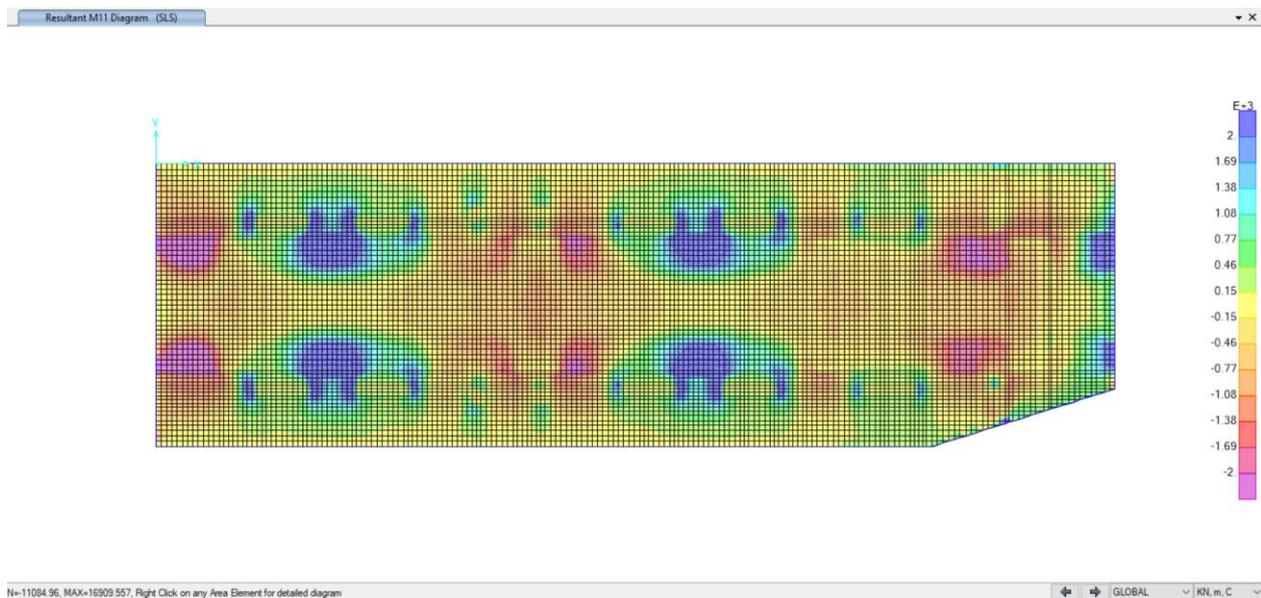


Figura 85. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Tabella 25 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	180	172.5	2φ26/100	2φ26/100	3620	6780
T2	180	172.5	φ26/100	φ26/100	1800	3480
L1	180	170	φ26/200	φ26/200	840	1765

Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto e l'utilità generale della struttura, e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti della struttura è fissato il limite di deformabilità a carichi quasi permanenti = $l_{uce}/250$. L'abbassamento viene valutato rispetto ai supporti. In ogni caso, è possibile utilizzare la pre-inclinazione per compensare parte o tutta la flessione.

La Figura mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

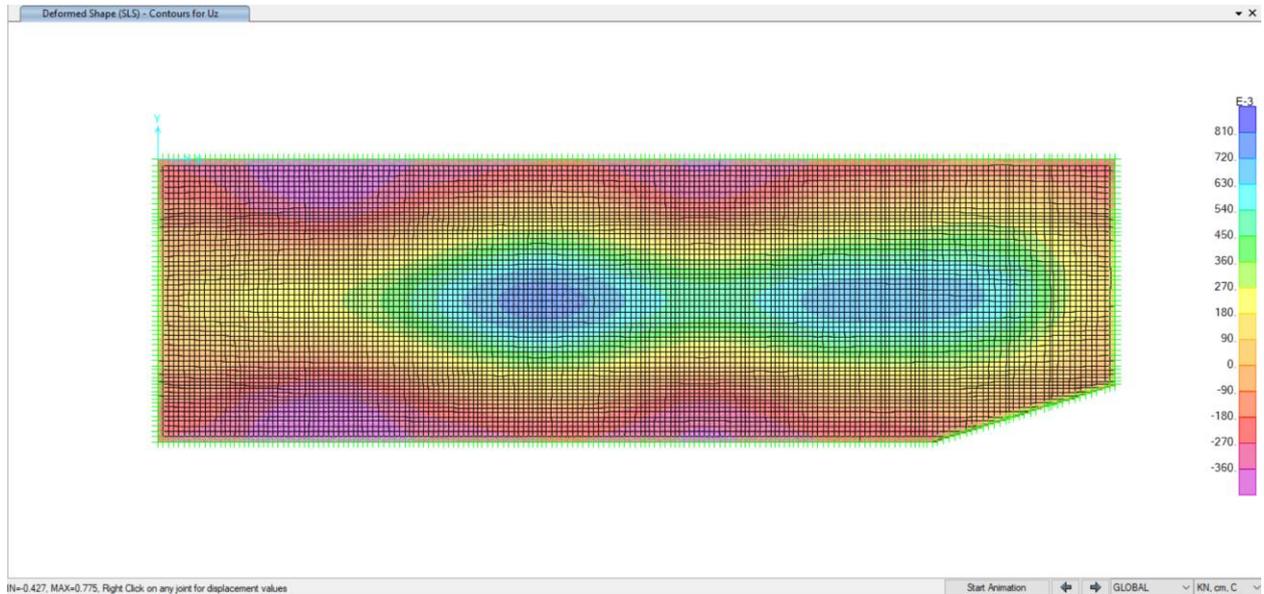


Figura 86. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l’abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 26 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
2	15.80	0.58	1/2720
3	15.80	0.84	1/1880
4	15.80	0.98	1/1610
5	15.80	1.06	1/1490
6	15.80	0.96	1/1650
7	15.80	0.91	1/1730
8	15.80	0.96	1/1650
9	15.80	0.80	1/1975



6.3 Altre strutture interne

6.3.1 Generalità

Tra le strutture interne vi sono le fodere poste in adiacenza ai diaframmi e le strutture secondarie come scale fisse, banchine, muri di sottobanchina, che consentono di determinare le sollecitazioni da considerare nei modelli precedenti.

6.3.2 Fodere interne

L'analisi strutturale è stata condotta mediante schemi strutturali semplici con l'utilizzo del software Sap2000

La fodera tra il solaio di copertura e il solaio dell'atrio tra quota -2,60m e -8,40m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 40cm e larghezza unitaria. La fodera tra il solaio dell'atrio e il solaio del primo mezzanino tra quota -9,40m e -14,95m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 60cm e larghezza unitaria. La fodera tra il solaio del primo mezzanino e il solaio del secondo mezzanino tra quota -15,95m e -21,50m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 60cm e larghezza unitaria. Finalmente, la fodera tra il solaio del secondo mezzanino e la soletta di fondazione tra quota -22,50m e -30,80m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato superiore) -incastata (lato fondazione) di spessore 70cm e larghezza unitaria.

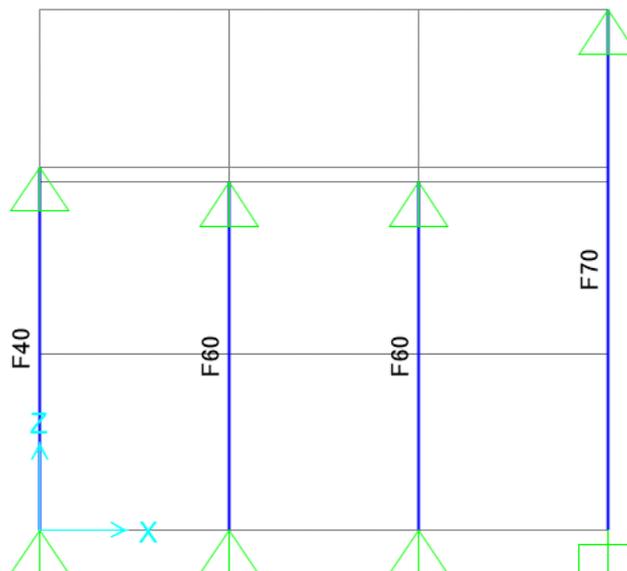


Figura 87. Schemi di calcolo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tabella 27 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -2,60 a -8,40m	40
Fodere "tipo B"	da -9,40m a -14,95m	60
Fodere "tipo C"	da -15,95m a -21,50m	60
Fodere "tipo D"	da -22,50m a -30,80m	70

6.3.2.1 Analisi dei carichi

1) Spinta laterale del terreno

L'incremento a lungo termine del carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 60(80) cm) e diaframma spessore 120cm.

2) Spinta idraulica

Il carico è stato calcolato considerando il livello di falda di lungo termine ed è stato applicato al 100% alle fodere.

3) Spinta sismica

Il carico sismico applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 60(80) cm) e diaframma spessore 120cm.

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

Tabella 28 Calcolo carichi da quota -2,60m a -8,40m

Carichi da -2,60m a -8,40m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	1800000	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	533333.33	0.2
ritomb.	-2.6	0.8	20	52.0	30	0.33	0.50	26.00	17.33	8.67	14400000	533333.33	0.3
U2	-8.4	5.8	19.5	165.1	35	0.27	0.43	70.40	44.74	25.66	14400000	533333.33	0.9
Livello della falda		-12.5											
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-2.6	0.8	0	0.0										
-8.4	5.8	0	0.0										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	533333.3	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
ritomb.	-2.6	0.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-8.4	5.8	19.5	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					

Tabella 29 Calcolo carichi da quota -9,40m a -14,95m

Carichi da -9,40m a -14,95m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	533333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	533333.33	0.2
ritomb.	-2.6	0.8	20	52.0	30	0.33	0.50	26.00	17.33	8.67	14400000	533333.33	0.3
U2	-8.4	5.8	19.5	165.1	35	0.27	0.43	70.40	44.74	25.66	14400000	533333.33	0.9
U2	-9.4	1	19.5	184.6	35	0.27	0.43	78.72	50.02	28.69	14400000	1800000	3.2
U2	-14.95	5.55	19.5	292.8	35	0.27	0.43	124.87	79.35	45.51	14400000	1800000	5.1
Livello della falda		-12.5											
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-2.6	0.8	0	0.0										
-8.4	5.8	0	0.0										
-9.4	1	0	0.0										
-12.5	3.1	0	0.0										
-14.95	2.45	10	24.5										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	533333.3	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
ritomb.	-2.6	0.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-8.4	5.8	19.5	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-9.4	1	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					
U2	-14.95	5.55	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					

Tabella 20 Calcolo carichi da quota -15,95m a -21,50m

Carichi da -15,95m a -21,50m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00			14400000	533333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	533333.33	0.2
ritomb.	-2.6	0.8	20	52.0	30	0.33	0.50	26.00	17.33	8.67	14400000	533333.33	0.3
U2	-8.4	5.8	19.5	165.1	35	0.27	0.43	70.40	44.74	25.66	14400000	533333.33	0.9
U2	-9.4	1	19.5	184.6	35	0.27	0.43	78.72	50.02	28.69	14400000	1800000	3.2
U2	-14.95	5.55	19.5	292.8	35	0.27	0.43	124.87	79.35	45.51	14400000	1800000	5.1
U2	-15.95	1	19.5	312.3	35	0.27	0.43	133.18	84.64	48.55	14400000	1800000	5.4
U2	-21.5	5.55	19.5	420.6	35	0.27	0.43	179.33	113.96	65.37	14400000	1800000	7.3
Livello della falda			-12.5										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-2.6	0.8	0	0.0										
-8.4	5.8	0	0.0										
-9.4	1	0	0.0										
-12.5	3.1	0	0.0										
-14.95	2.45	10	24.5										
-15.95	3.45	10	34.5										
-21.5	9	10	90.0										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	533333.3	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
ritomb.	-2.6	0.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-8.4	5.8	19.5	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-9.4	1	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					
U2	-14.95	5.55	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					
U2	-15.95	1	19.5	1.2	19.07	14400000.0	1800000.0	3.3					
U2	-21.5	5.55	19.5	1.2	19.07	14400000.0	1800000.0	3.3					

Tabella 20 Calcolo carichi da quota -22,50m a -30,80m

Carichi da -22,5m a -30,80m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00			14400000	533333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	533333.33	0.2
ritomb.	-2.6	0.8	20	52.0	30	0.33	0.50	26.00	17.33	8.67	14400000	533333.33	0.3
U2	-8.4	5.8	19.5	165.1	35	0.27	0.43	70.40	44.74	25.66	14400000	533333.33	0.9
U2	-9.4	1	19.5	184.6	35	0.27	0.43	78.72	50.02	28.69	14400000	1800000	3.2
U2	-14.95	5.55	19.5	292.8	35	0.27	0.43	124.87	79.35	45.51	14400000	1800000	5.1
U2	-15.95	1	19.5	312.3	35	0.27	0.43	133.18	84.64	48.55	14400000	1800000	5.4
U2	-21.5	5.55	19.5	420.6	35	0.27	0.43	179.33	113.96	65.37	14400000	1800000	7.3
U2	-22.5	1	19.5	440.1	35	0.27	0.43	187.65	119.25	68.40	14400000	2858333.3	11.3
U2	-30.8	8.3	19.5	601.9	35	0.27	0.43	256.66	163.11	93.56	14400000	2858333.3	15.5
Livello della falda			-12.5										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-2.6	0.8	0	0.0										
-8.4	5.8	0	0.0										
-9.4	1	0	0.0										
-12.5	3.1	0	0.0										
-14.95	2.45	10	24.5										
-15.95	3.45	10	34.5										
-21.5	9	10	90.0										
-22.5	10	10	100.0										
-28	15.5	10	155.0										
-30.8	18.3	10	183.0										
Pressione del sisma													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0					14400000.0	533333.3	0.0					
ritomb.	-1.8	1.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
ritomb.	-2.6	0.8	20	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-8.4	5.8	19.5	0.8	7.79	14400000.0	533333.3	1.1					
U2	-9.4	1	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					
U2	-14.95	5.55	19.5	1.2	13.26	14400000.0	1800000.0	2.7					
U2	-15.95	1	19.5	1.2	19.07	14400000.0	1800000.0	3.3					
U2	-21.5	5.55	19.5	1.2	19.07	14400000.0	1800000.0	3.3					
U2	-22.5	1	19.5	1.4	40.86	14400000.0	2858333.3	8.2					
U2	-30.8	8.3	19.5	1.4	40.86	14400000.0	2858333.3	8.2					

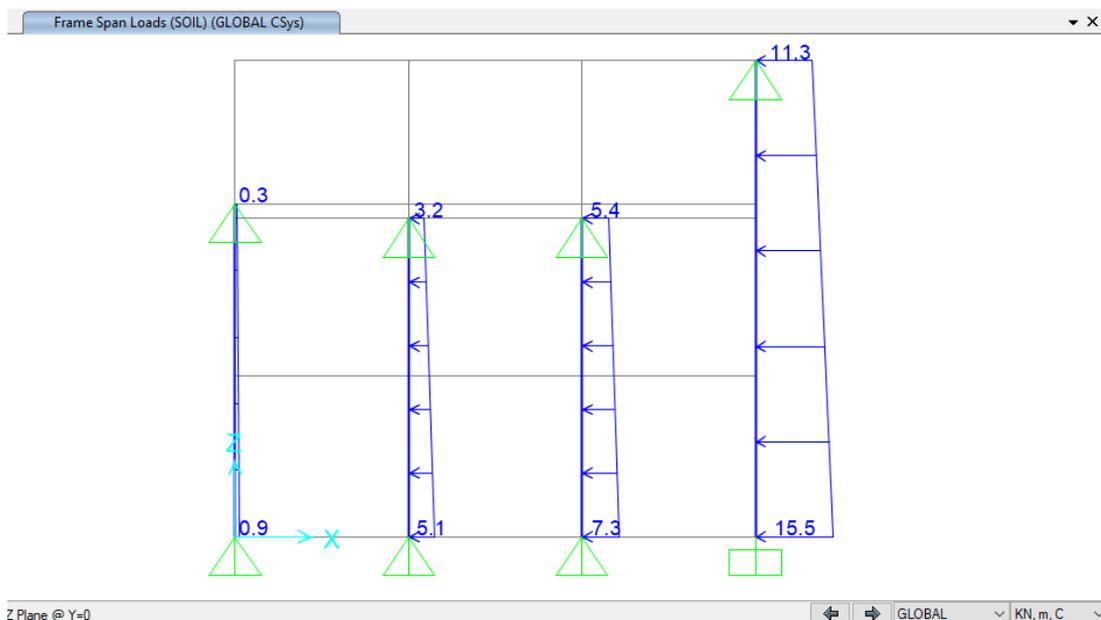


Figura 88. Pressione del terreno

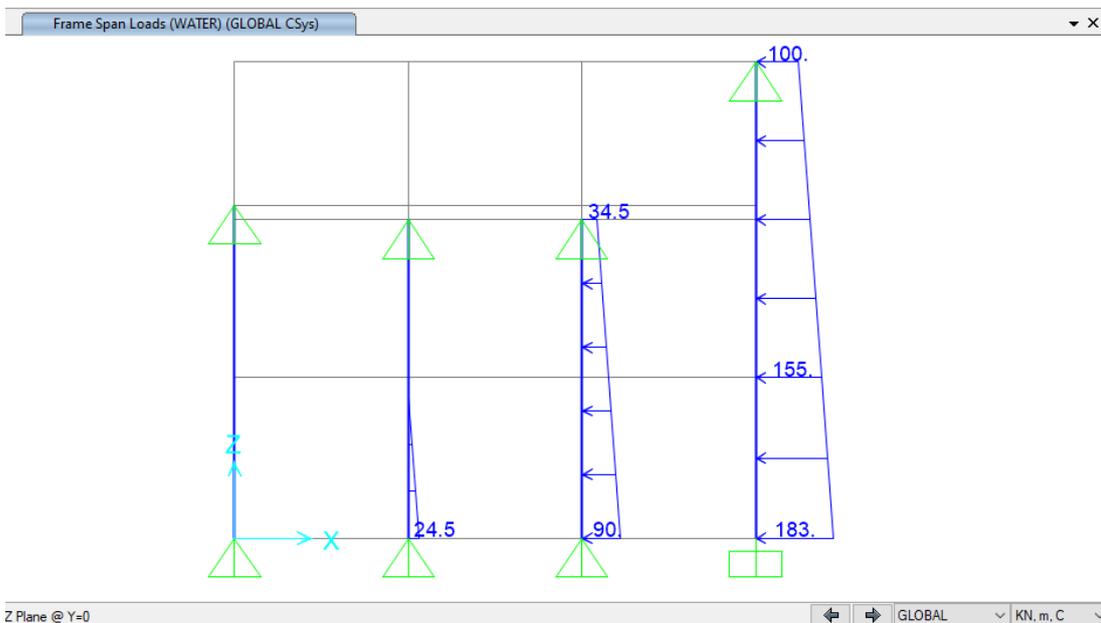


Figura 89. Pressione dell'acqua

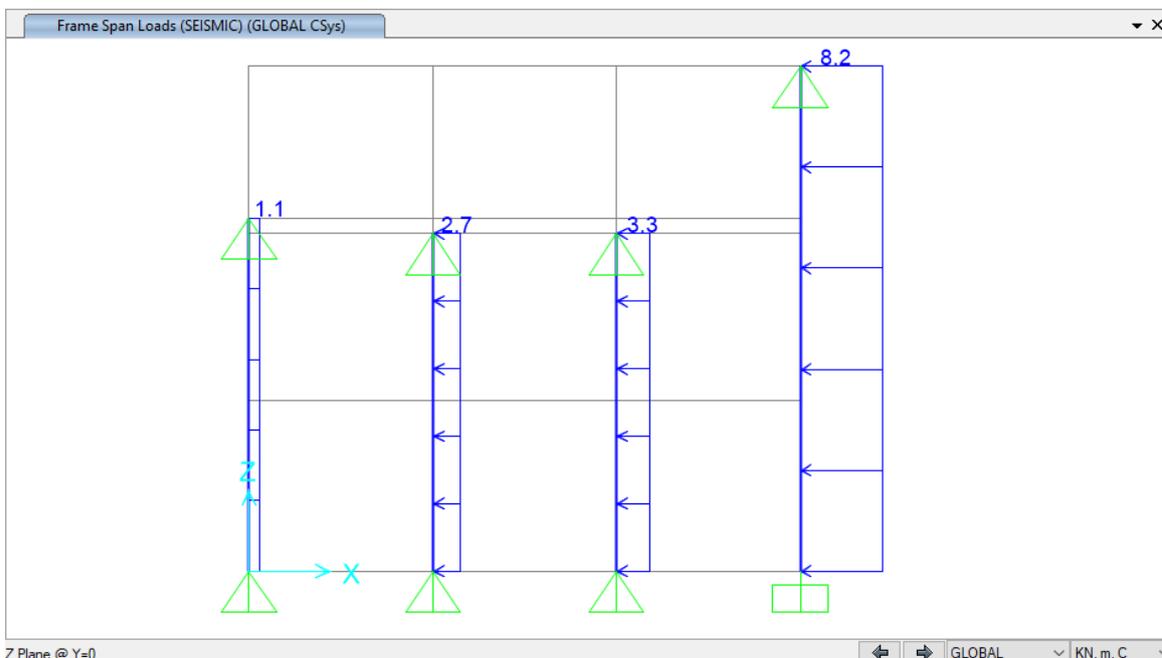


Figura 90. Pressione sismica

6.3.2.2 **Combinazione dei carichi**

I carichi suddetti sono stati applicati adottando gli opportuni coefficienti moltiplicativi:

G1 = Spinta del terreno

G2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica

Tabella 30 Combinazione dei carichi

Carico	SLE	SLU 1	SLU 2_ECC
G1	1,00	1,30	1,00
G2	1,00	1,30	1,00
E	0	0	1,00

6.3.2.3 **Risultati dell'analisi**

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.



I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO J sono riportati i risultati di interesse.

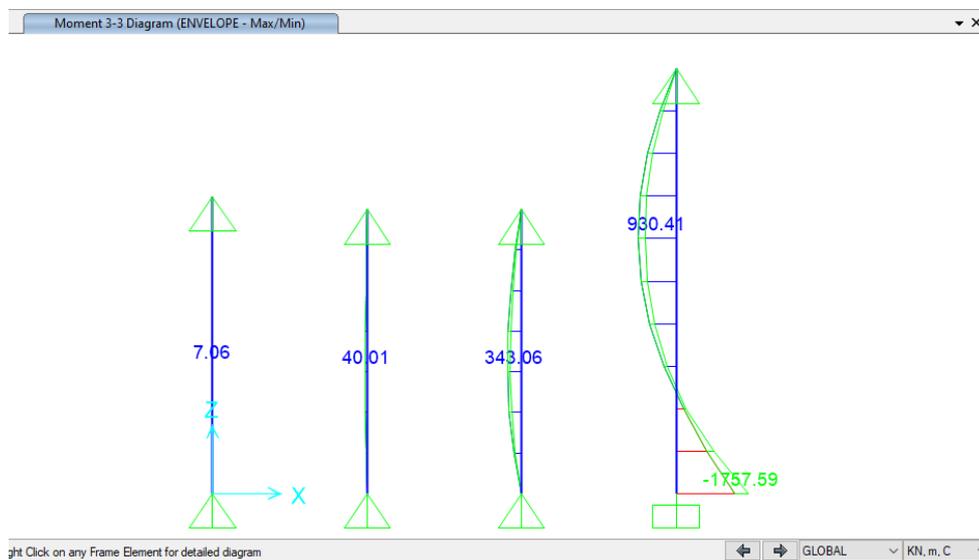


Figura 91. Diagrammi Momento flettente

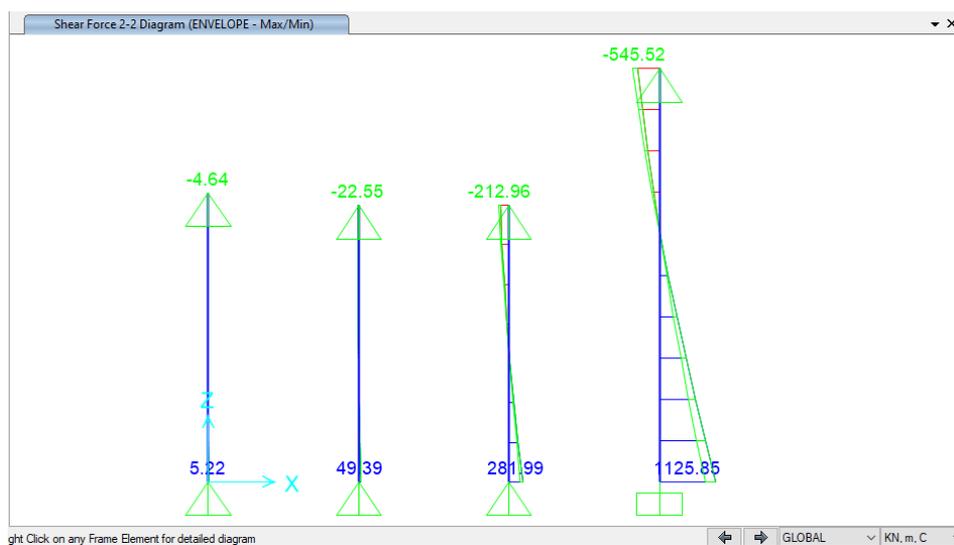


Figura 92. Diagrammi di Taglio



6.3.2.4 Verifiche strutturali

- Verifiche SLU

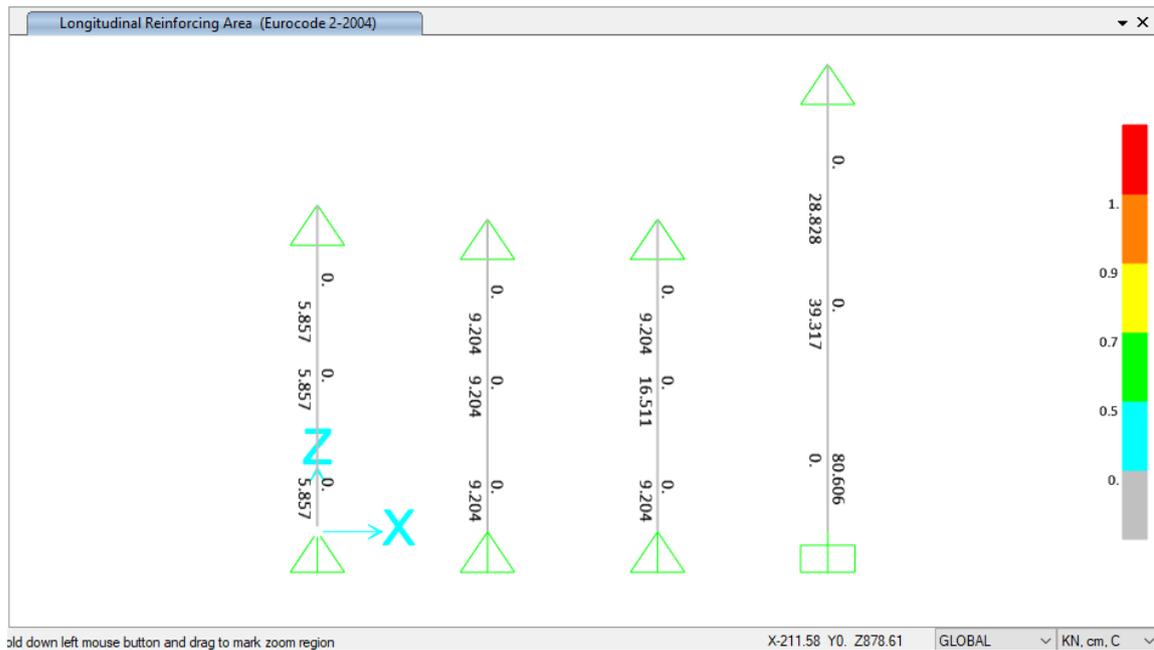


Figura 93. Rinforzo longitudinale (cm²/m)

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 31 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V _{Rd} [KN/m]
Da -2,60 a -8,40m	40	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40X40	87
Da -9,40m a -14,95m	60	Φ 16/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40X40	87
Da -15,95m a -21,50m	60	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ10/20X40	391
Da -22,50m a -30,80m	70	Φ 26/10	Φ 26/20	Φ 16/20	Φ14/20X40	629
		Φ 26/10	Φ 26/10+ Φ 26/10	Φ 16/20	Φ14/20X20	1258



- Verifiche SLE

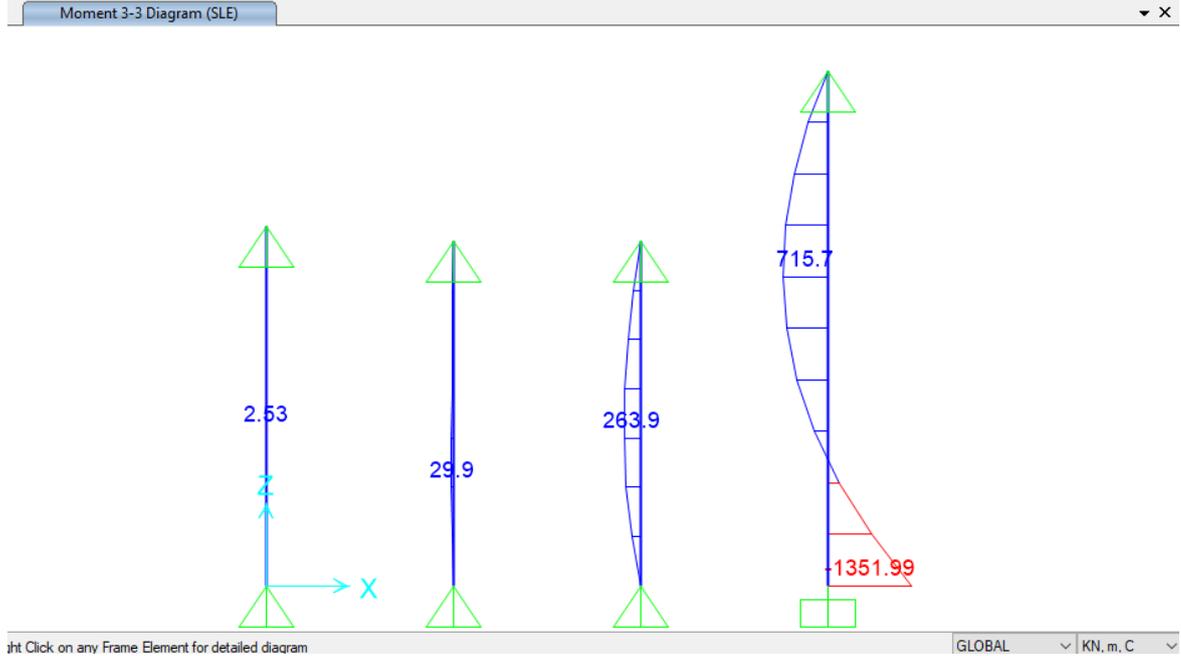


Figura 94. Diagramma di Momenti flettenti

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm}$$

NTC2018 §4.1.2.2.4.

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck}$$

NTC2018 §4.1.2.2.5.1.

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk}$$

NTC2018 §4.1.2.2.5.2.



Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
Da -2,60m a -8,40m	40	35	φ12/200	φ12/200	22,5	80
Da -9,40m a -14,95m	60	55	φ16/200	φ12/200	70	215
Da -15,95m a -21,50m	60	55	φ20/100	φ16/200	460	880
Da -22,50m a -30,80m interno	70	65	φ26/100	φ26/200	720	1255
Da -22,50m a -30,80m base	70	65	φ26/100+ φ26/100	φ26/100	1500	2370

ii) Verifica deformazione

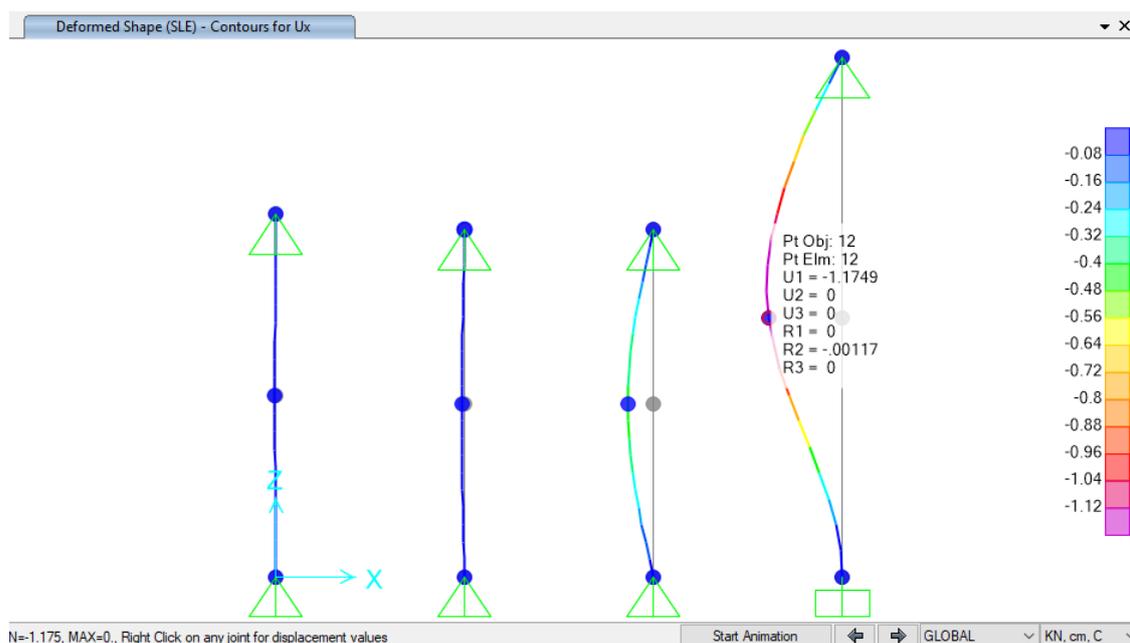


Figura 95. Deformazione laterale

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tabella 32 Verifica deformazione

Fodera	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{supp}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -2,60m a -8,40m	5,80	0,015	---
Da -9,40m a -14,95m	5,55	0,046	---
Da -15,95m a -21,50m	5,55	0,42	<<1/250
Da -22,50m a -30,80m	8,30	1,175	<1/705

6.3.3 Fodera in corrispondenza del foro scala

L'analisi strutturale è stata condotta mediante schemi strutturali semplici con l'utilizzo del software SAP2000.

In corrispondenza del foro nella soletta della banchina superiore è stata analizzata la fodera tra il solaio dell'atrio e il solettone di fondo, tra quota -15,45m e -30,80m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato atrio) - incastrata (lato fondazione) di spessore 130cm e larghezza unitaria.

Per definire la rigidezza della molla K_1 è stata ipotizzata una trave orizzontale in spessore incastrata-incastrata di lunghezza pari a 10,20m che rappresenta la larghezza massima del foro scale. Le dimensioni della sezione della trave sono le seguenti;

Spessore = 130cm / Larghezza = 360cm

$$K_1 = (384 \times E \times I) / L^4 = 748224,3 \text{ kN/m}$$

Dove

E = Modulo elastico cls C30/37

I = Momento d'inerzia della sezione

L = Luce libera della trave = 10,20m

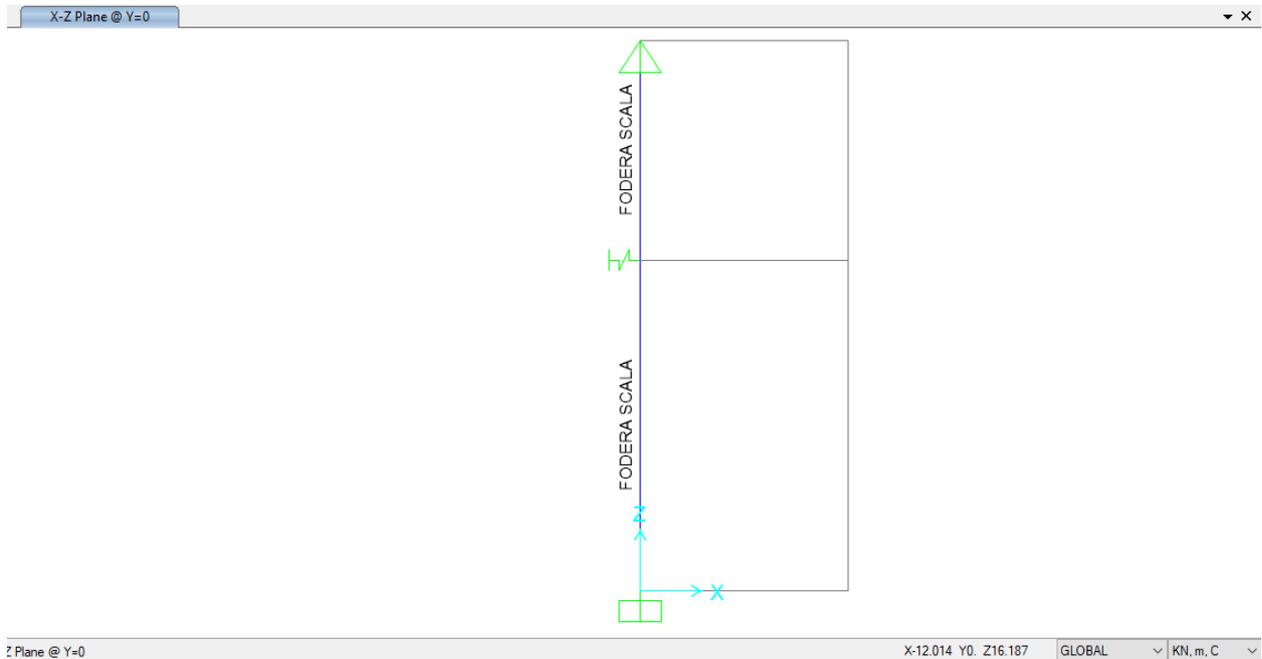


Figura 96. Schemi di calcolo

Tabella 33 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -15,45m a -30,80m	130

6.3.3.1 Analisi dei carichi

1) Spinta laterale del terreno

Il carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 130cm) e diaframma spessore 120cm).



2) Spinta idraulica

Il carico è stato calcolato considerando il livello di falda di lungo termine ed è stato applicato al 100% alle fodere.

3) Spinta sismica

Il carico sismico applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 130cm) e diaframma spessore 120cm).

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

Tabella 34 Calcolo carichi da quota -3,00m a -16,05m

Carichi da -15,45m a -30,80m													
Pressione del terreno													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_v [kN/m2]	Friction angle [°]	Ka [-]	K0 [-]	Sigma_h0 [-]	Sigma_ha [kN/m2]	delta_h [kN/m2]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
0	0							0.00	0.00	0.00	14400000	18308333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	18308333.33	3.4
ritomb.	-2.6	0.8	20	52.0	30	0.33	0.50	26.00	17.33	8.67	14400000	18308333.33	4.9
U2	-15.45	12.85	19.5	302.6	35	0.27	0.43	129.03	81.99	47.03	14400000	18308333.33	26.3
U2	-22	6.55	19.5	430.3	35	0.27	0.43	183.49	116.61	66.88	14400000	18308333.33	37.4
U2	-30.8	8.8	19.5	601.9	35	0.27	0.43	256.66	163.11	93.56	14400000	18308333.33	52.4
Livello della falda		-12.5											
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-2.6	0.8	0	0.0										
-12.5	9.9	0	0.0										
-15.45	2.95	10	29.5										
-22	9.5	10	95.0										
-30.8	18.3	10	183.0										
Pressione sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
0	0												
ritomb.	-1.8	1.8	20	2.6	75.56	14400000.0	18308333.3	44.9					
ritomb.	-2.6	0.8	20	2.6	75.56	14400000.0	18308333.3	44.9					
U2	-15.45	12.85	19.5	2.6	75.56	14400000.0	18308333.3	44.9					
U2	-22	6.55	19.5	2.6	75.56	14400000.0	18308333.3	44.9					
U2	-30.8	8.8	19.5	2.6	75.56	14400000.0	18308333.3	44.9					

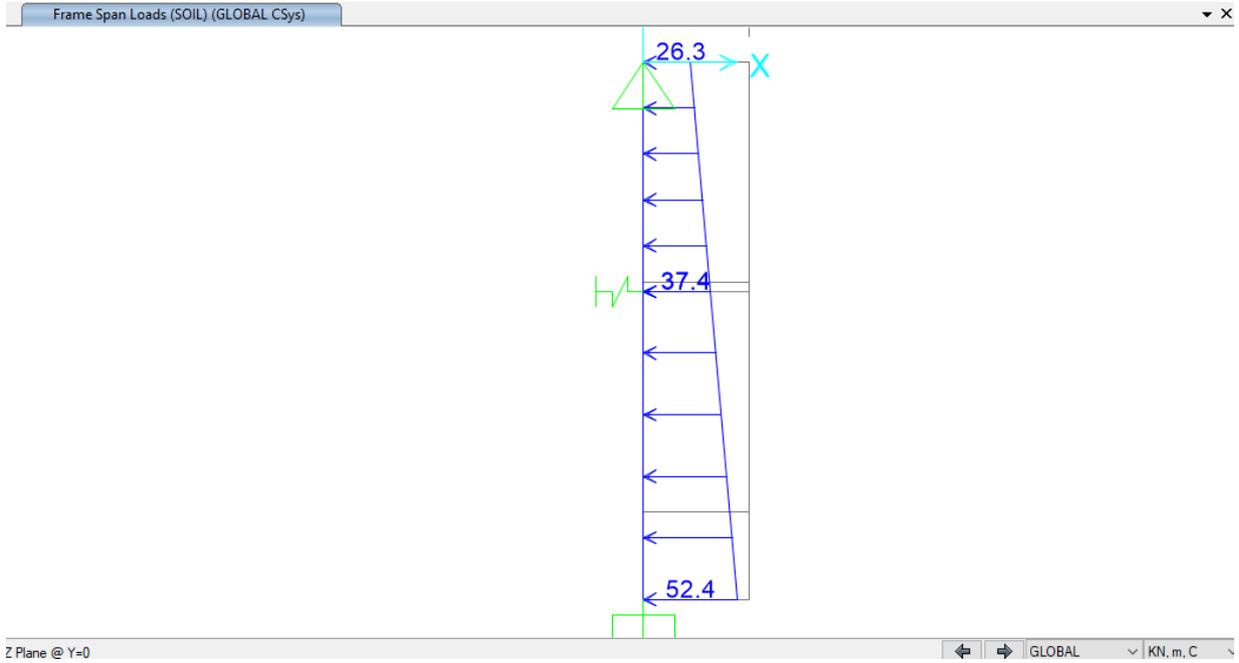


Figura 97. Pressione del terreno

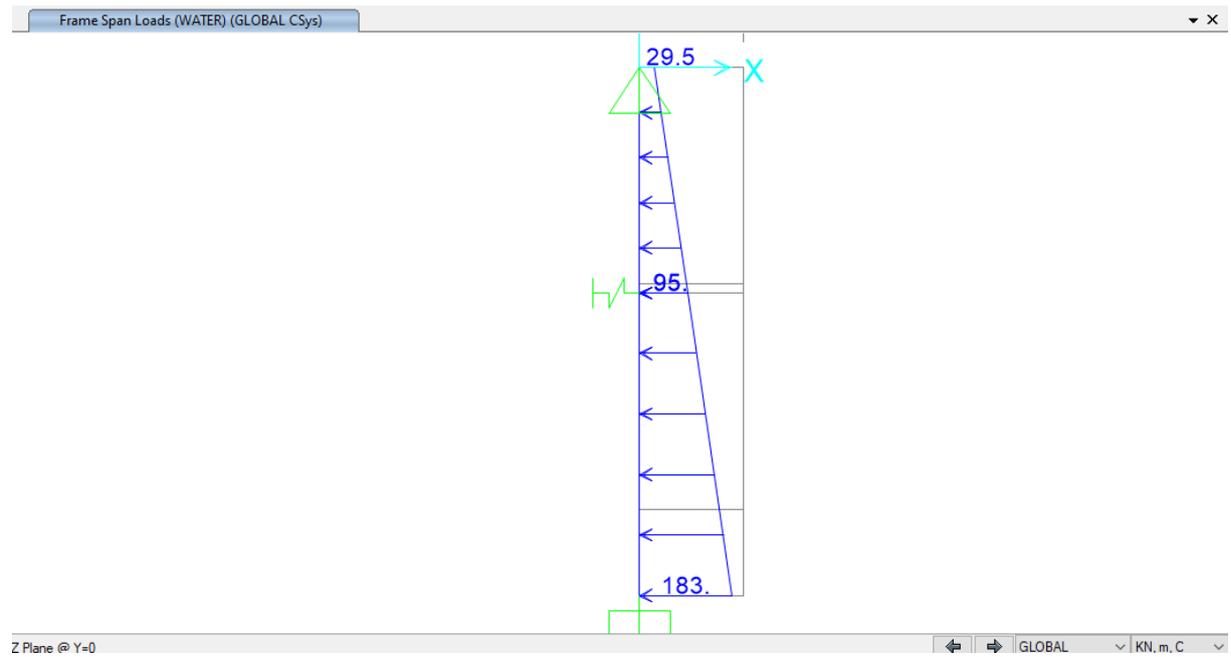


Figura 98. Pressione dell'acqua

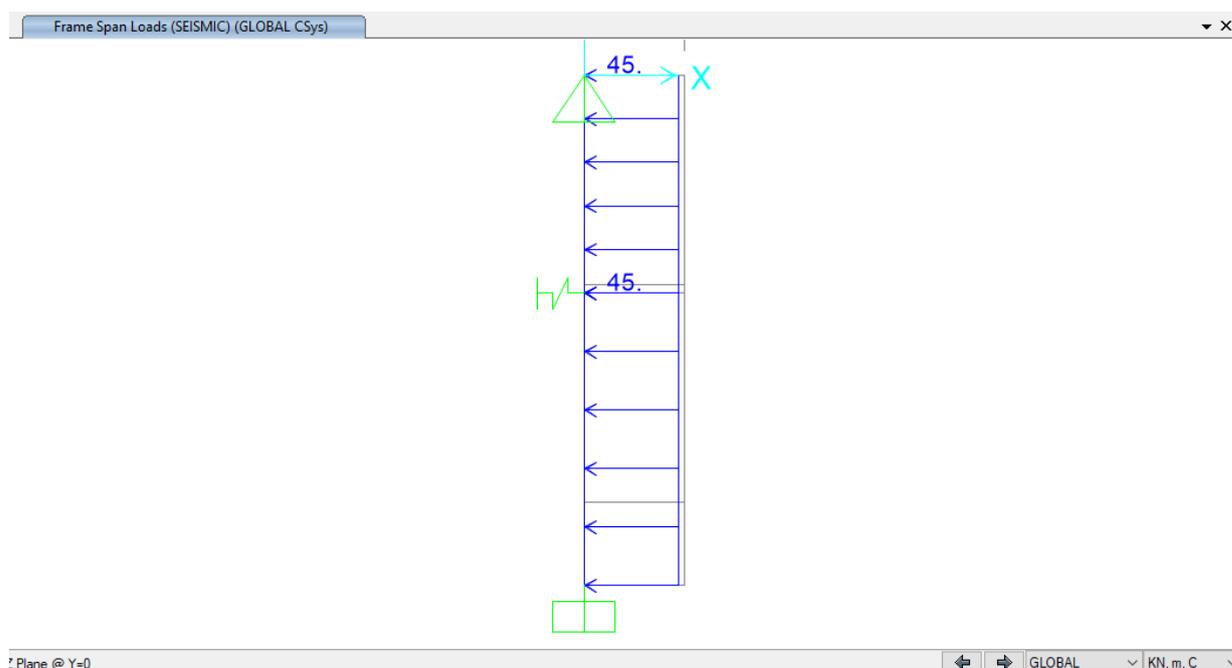


Figura 99. Pressione sismica

La reazione della molla K_1 rappresenta il carico uniformemente distribuito sulla trave orizzontale 130x360.

Fodere "tipo A" $R_1 = 945\text{kN/m}$

$$M^- = ((R_1 \times L^2)/12) / 3,6\text{m} = 2275\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 3035 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$

$$M^+ = ((R_1 \times L^2)/24) / 3,6\text{m} = 1130\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 1505 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$

$$\text{Taglio} = ((R_1 \times L) / 2) / 3,6\text{m} = 1785\text{kN/m (SLU)}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.3.3.2 Combinazione dei carichi

I carichi suddetti sono stati applicati adottando gli opportuni coefficienti moltiplicativi:

G1 = Spinta del terreno

G2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica

Tabella 35 Combinazione dei carichi

Carico	SLE	SLU 1	SLU 2_ECC
G1	1,00	1,30	1,00
G2	1,00	1,30	1,00
E	0	0	1,00

6.3.3.3 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO J sono riportati i risultati di interesse.

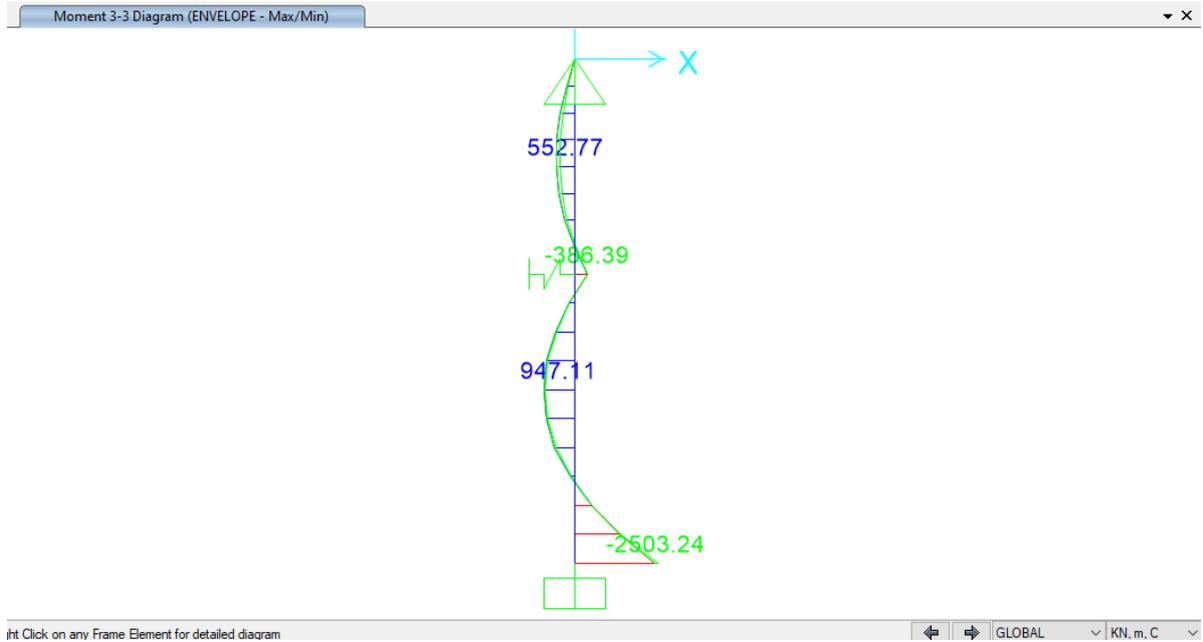


Figura 100. Diagramma Momento flettente

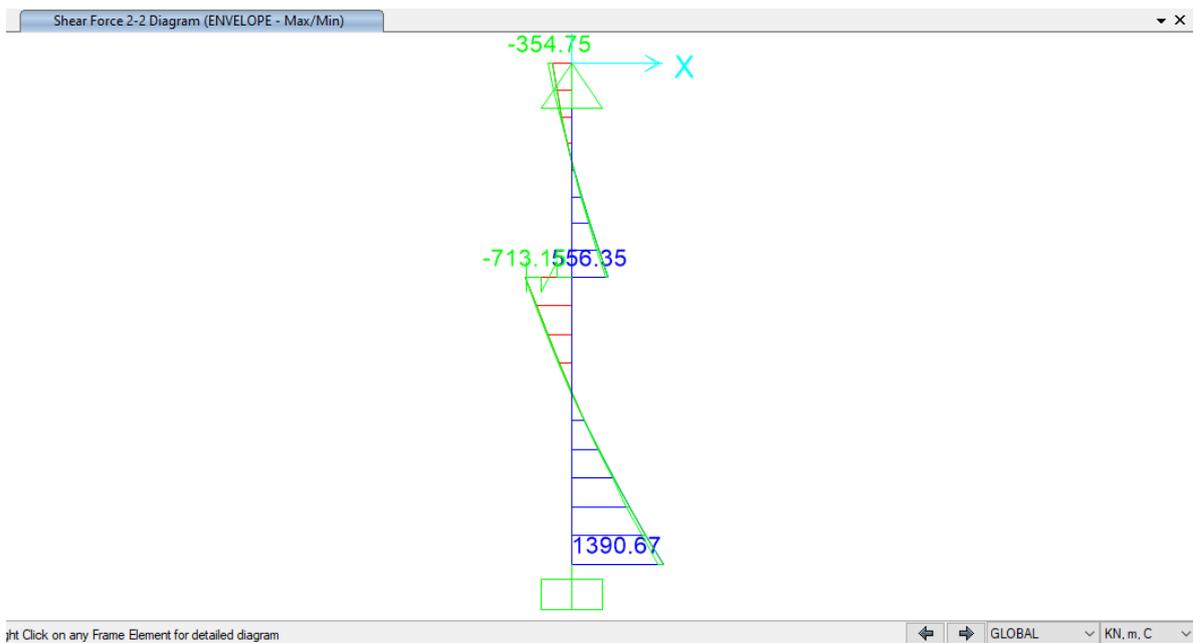


Figura 101. Diagrammi di Taglio

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.3.3.4 Verifiche strutturali

- Verifiche SLU

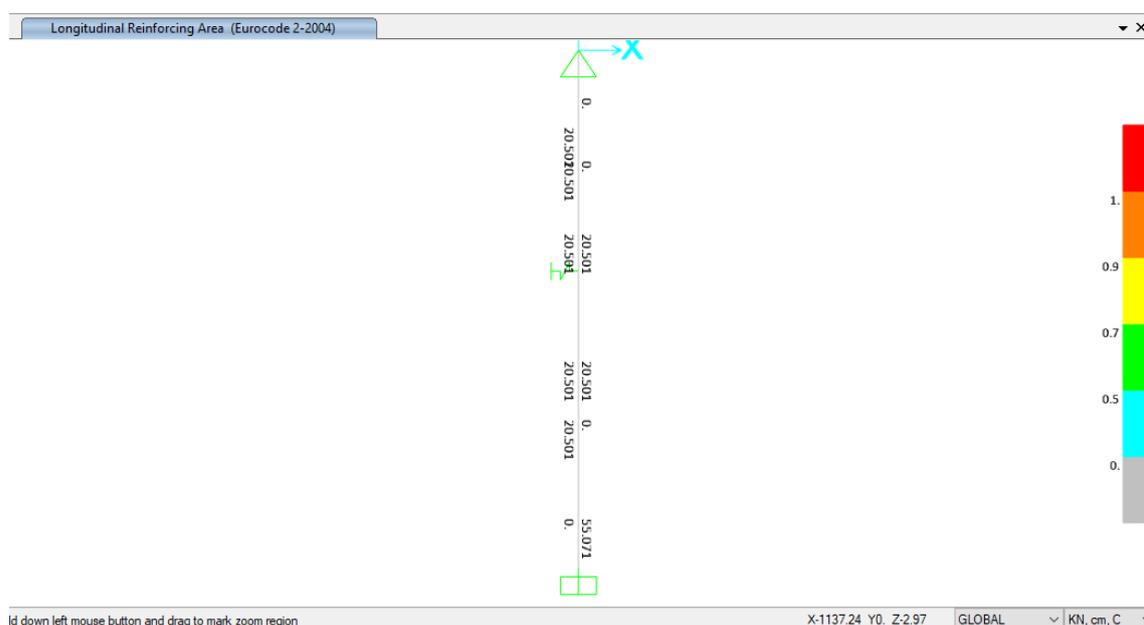
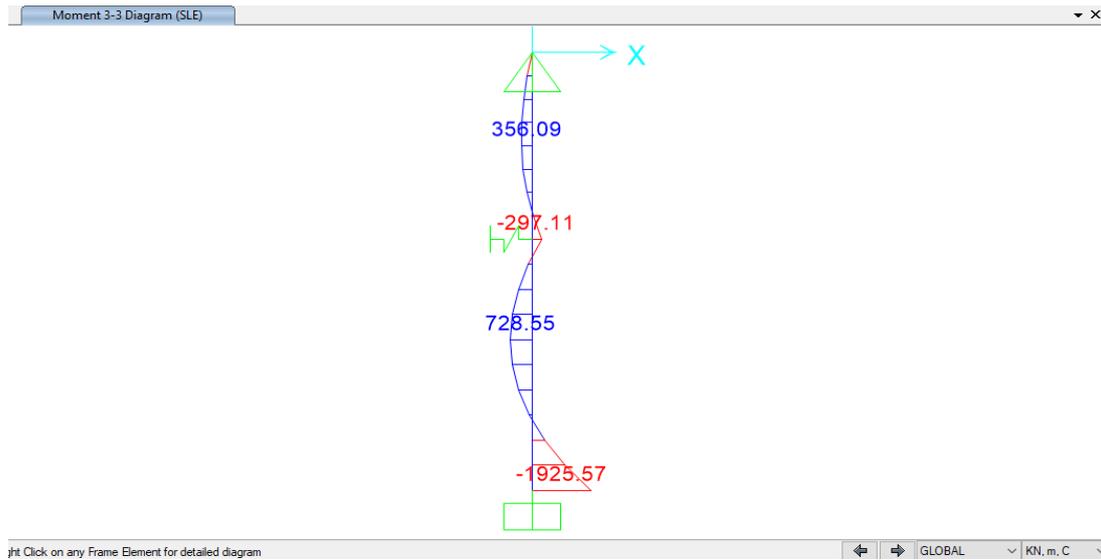


Figura 102. Rinforzo longitudinale (cm²/m)

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 36 Armature fodere scala

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio al metro	V _{Rd} [KN/m]
Da -15,45m a -30,80m (Span 1)	130	Φ 26/20	Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/40	1579
Da -15,45m a -30,80m – (Span 2)	130	Φ 26/10	Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/20	3159
Da -15,45m a -30,80m (Base)	130	Φ 26/10	Φ 26/10+ Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/20	3159
Tr orizzontale 130x360	130	Φ 26/10+ Φ 26/20	Φ26/10+ Φ 26/20	--	Φ16/20/20	



- Verifiche SLE

Figura 103. Momenti flettenti

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$



Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
Da -15,45m a -30,80m (Span 1)	130	125	φ26/200	φ26/200	560	1270
Da -15,45m a -30,80m (Span 2)	130	125	φ26/100	φ26/200	1350	2510
Da -15,45m a -30,80m (Base)	130	125	φ26/100+φ26/200	φ26/100	2100	3700

ii) Verifica deformazione

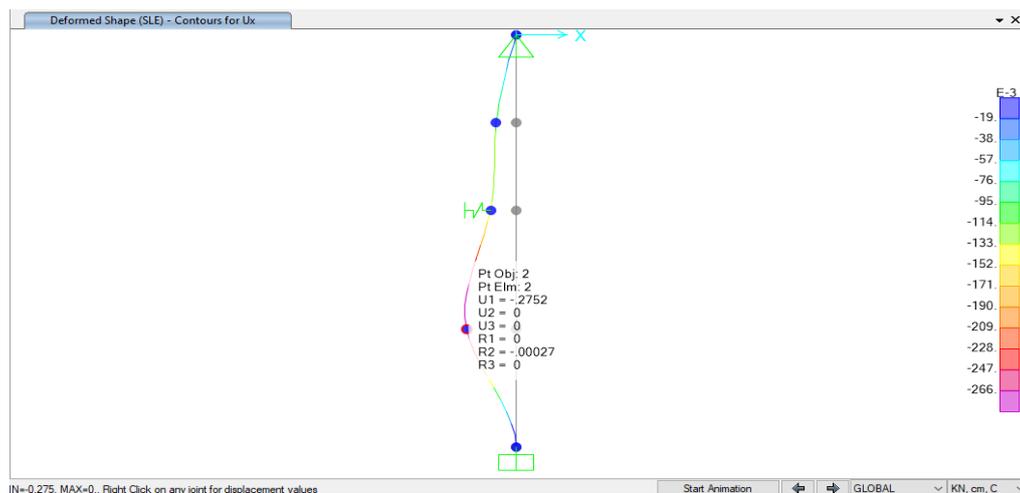


Figura 104. Deformazione laterale

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 37 Verifica deformazione

Fodera	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -15,45m a -30,80m	15,35	0,28	$\ll 1/250$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

6.3.4 Banchine e muri sottobanchina

La soletta di banchina di spessore 0,30m è incastrata alle fodere della stazione ed appoggiata al muro esterno di sotto banchina di spessore 0,30m.

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto mediante il software Sap2000. La Figura mostra lo schema dei modelli strutturale adottate per la soletta di banchina e muri sotto banchina di larghezza unitaria.

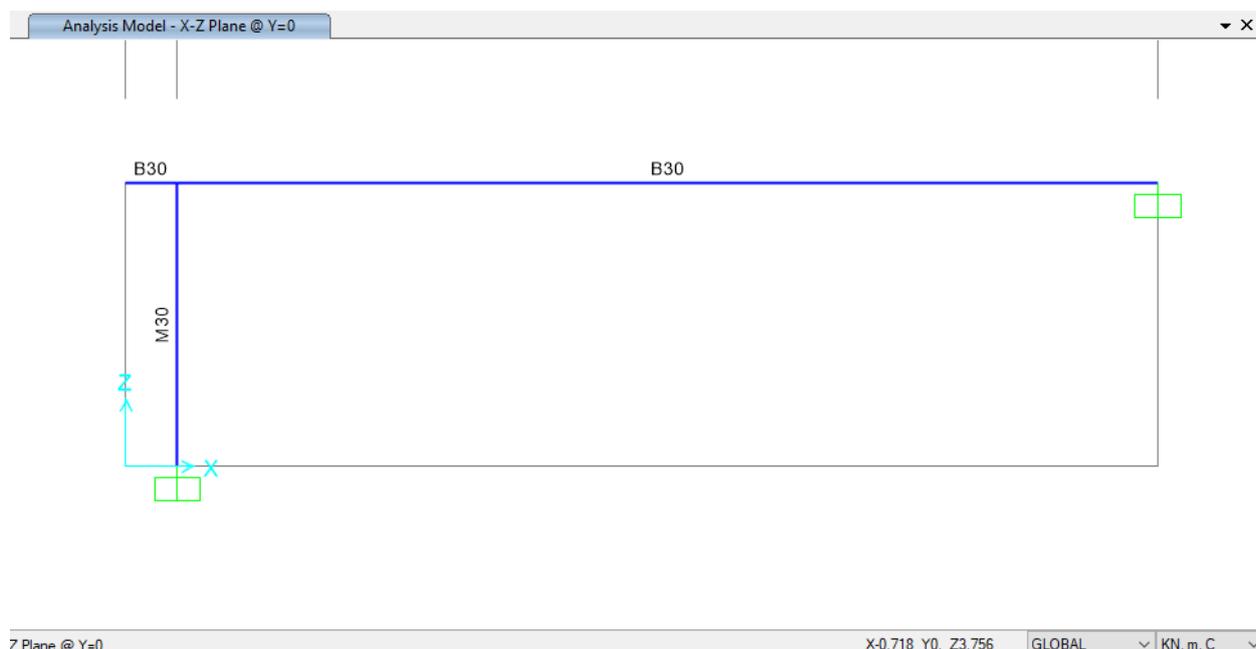


Figura 105. Modello di calcolo

6.3.4.1 Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (G_1)

Sottofondo = $0,10\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,40 \text{ kN/m}^2$ (G_2)

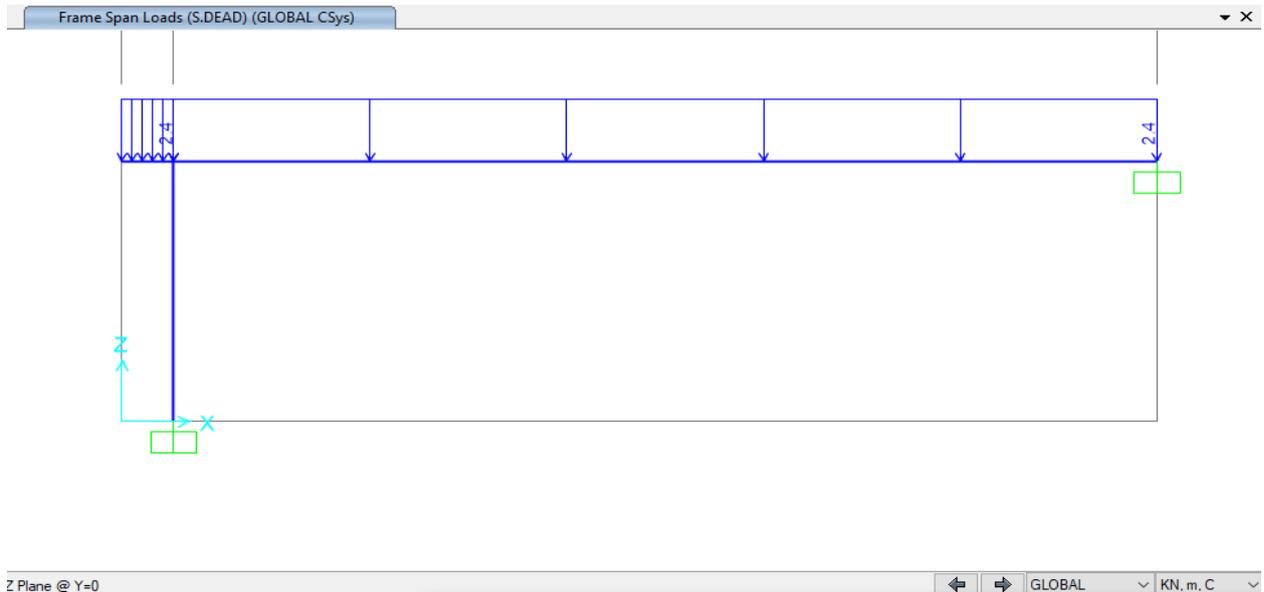
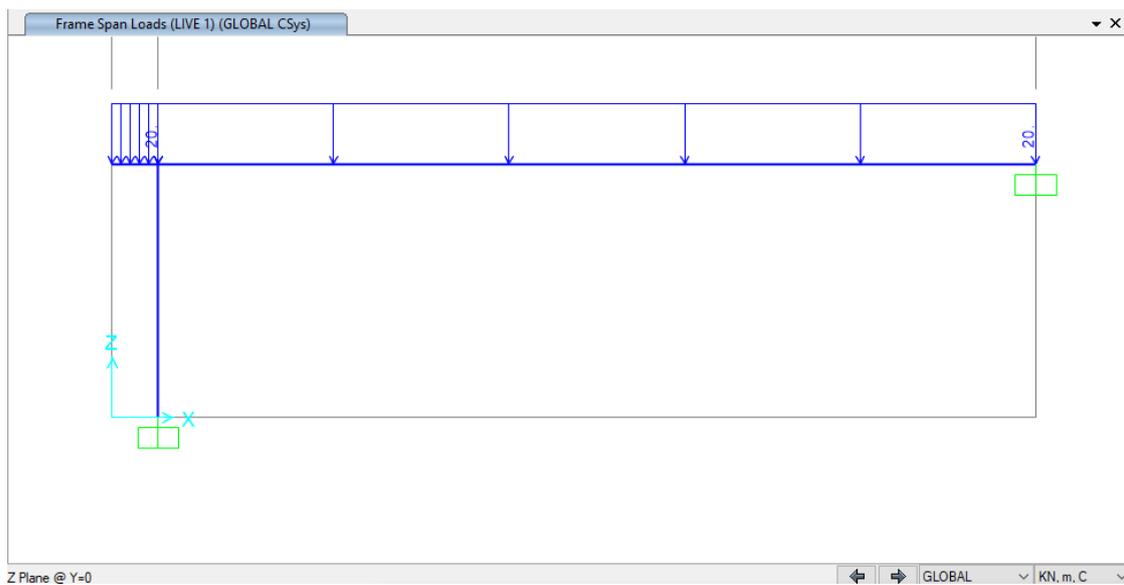


Figura 106. Sovraccarichi permanenti

Carichi variabili

A favore di sicurezza è stata analizzata la sezione in corrispondenza dei tecnici, per massimizzare le sollecitazioni sono state considerate tre schemi de carico.

$$\text{Sovraccarichi} = 20 \text{ kN/m}^2 (Q_1)$$



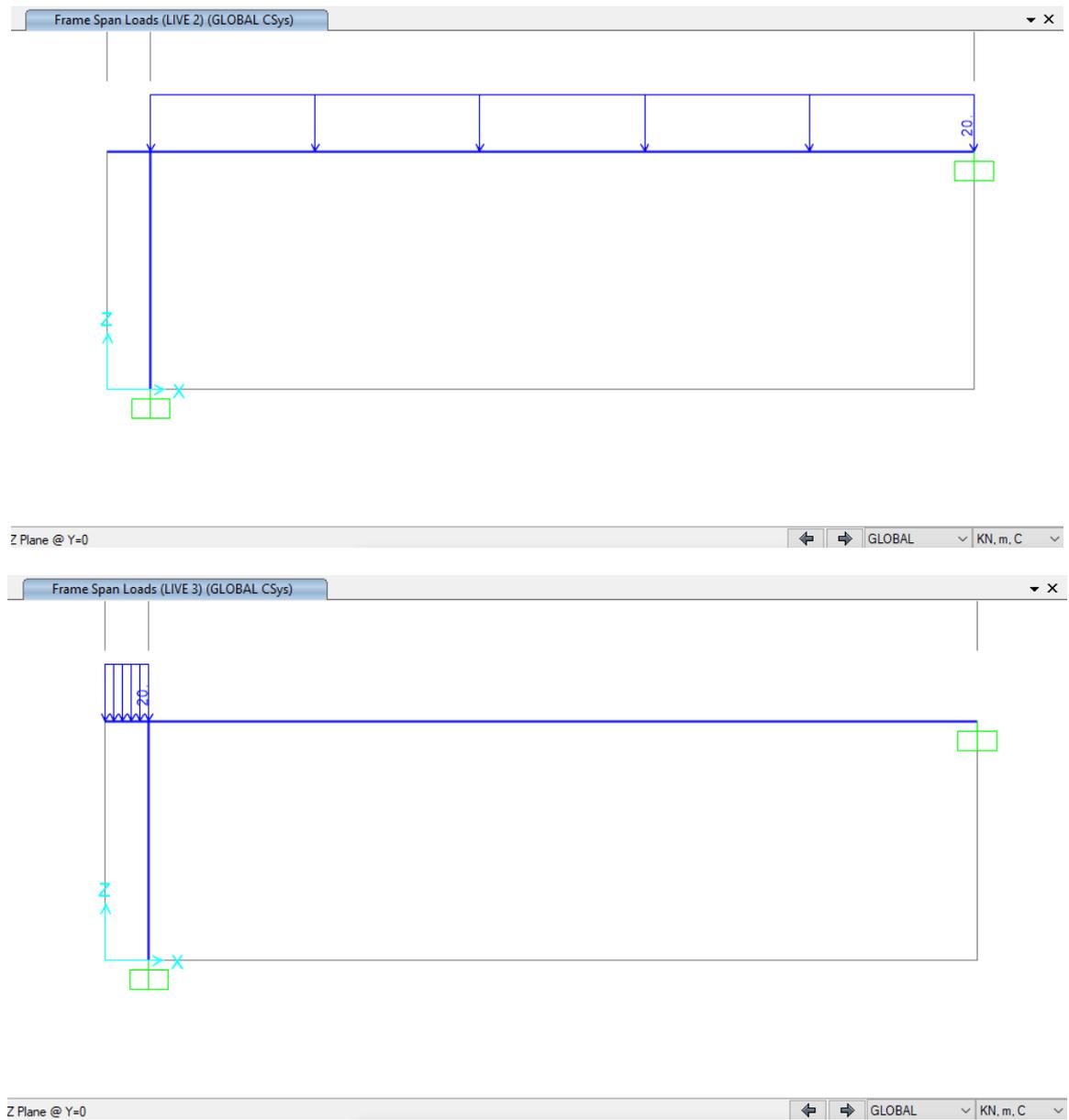


Figura 107. Sovraccarichi variabili

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \text{ conservativamente, per combinazione quasi-permanente e frequente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

6.3.4.2 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuipi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli involuipi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO K sono riportati i risultati di interesse.

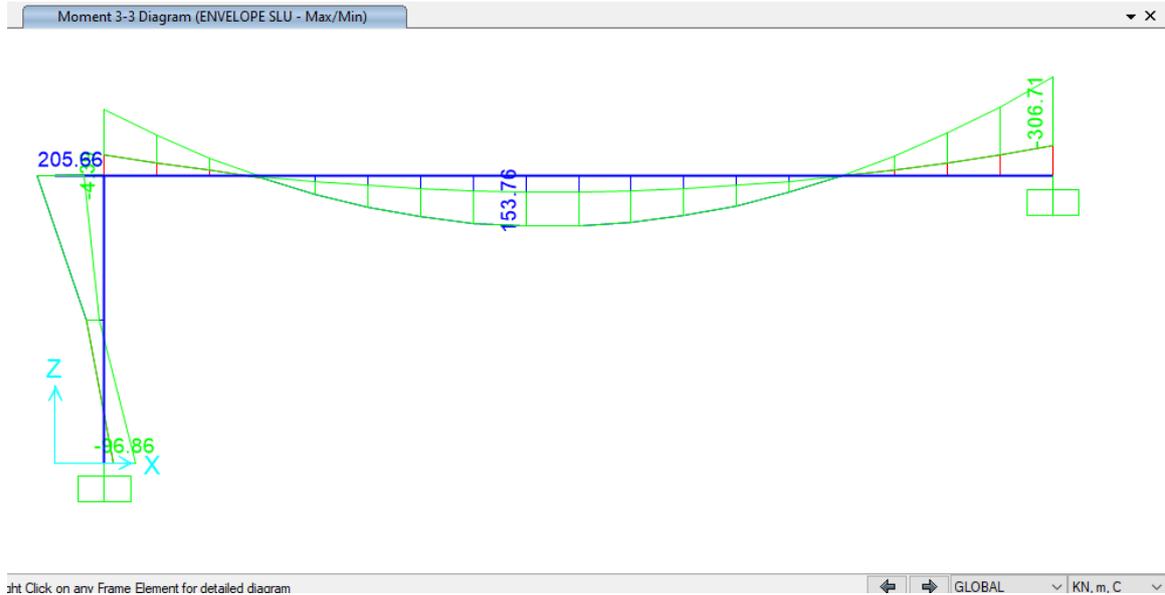


Figura 108. Diagrammi momenti flettenti

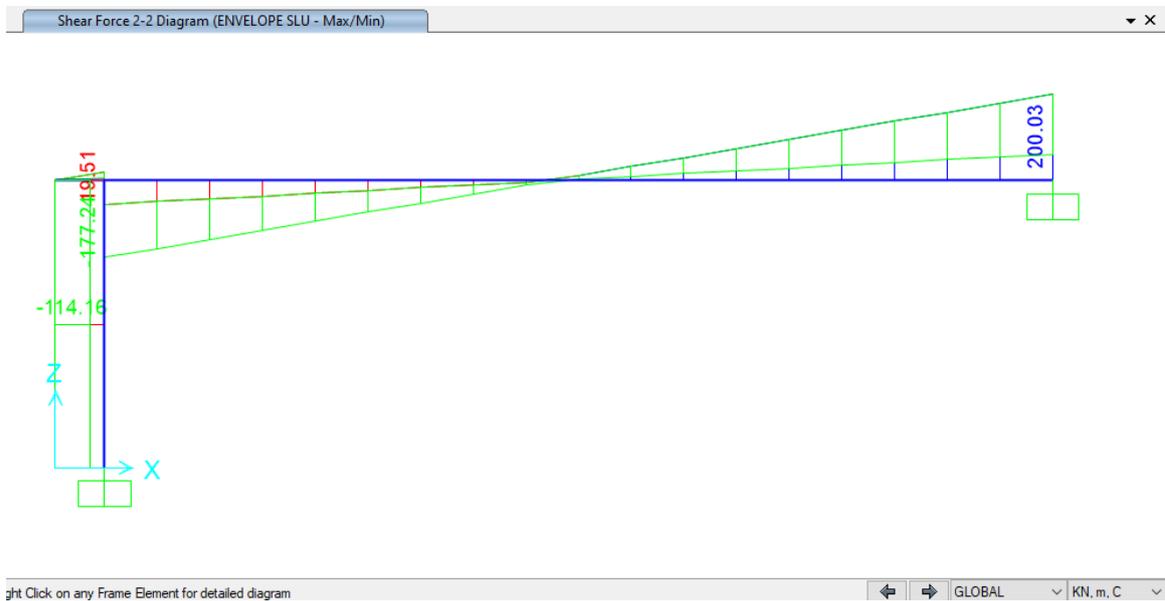


Figura 109. Diagramma di Taglio

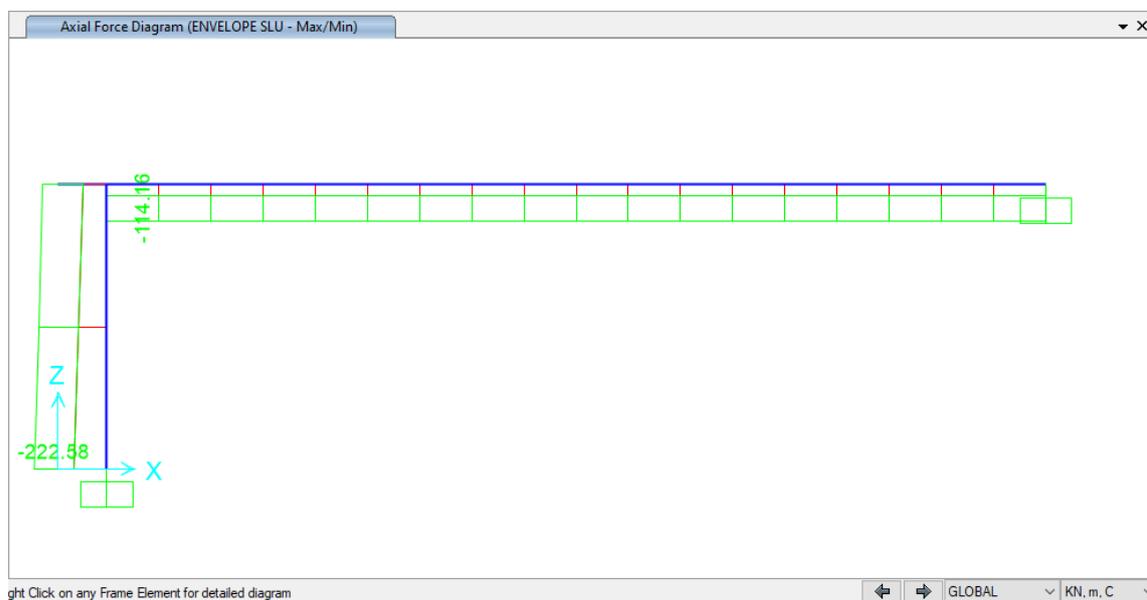


Figura 110. Involuppo del diagramma delle sollecitazioni assiali

6.3.4.3 Verifiche strutturali

- Verifica SLU

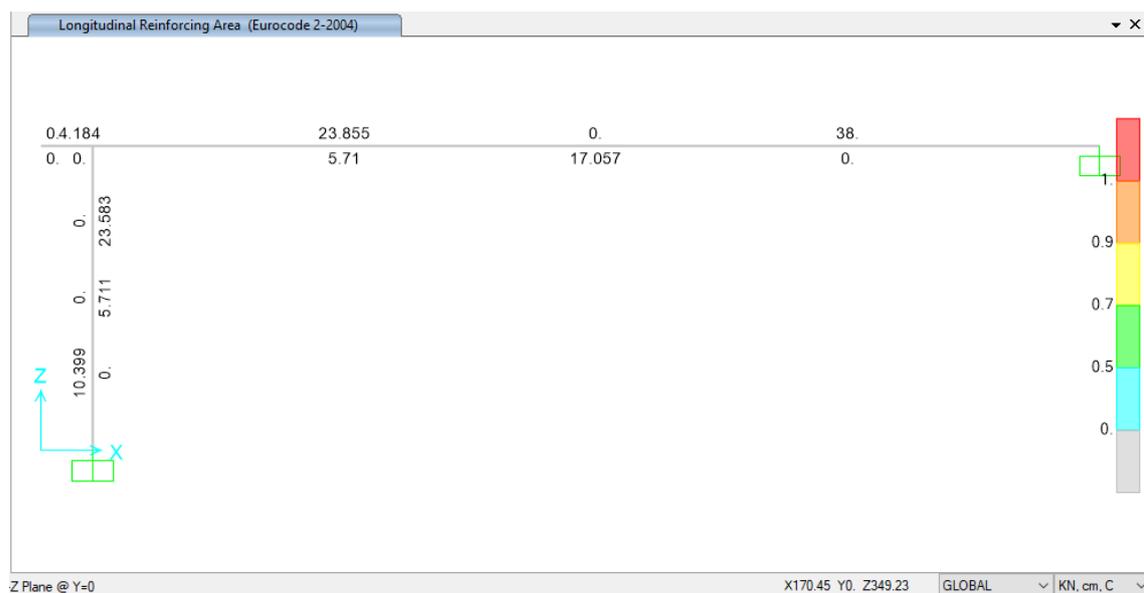


Figura 111. Rinforzo longitudinale in cm²/m



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature della banchina:

Banchina tipo 1					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 20/100	Φ 18/200	Φ 22/100
		Inferiore	Φ 18/200	Φ 18/100	Φ 18/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro 1	30	Esterna	Φ 18/200	Φ 18/200	Φ 18/200
		Interna	Φ 20/100	Φ 20/100	Φ 20/100
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

Element	Armatura a taglio al metro	V_{Rd} [KN/m]
Banchina	Φ 12/20/20	355
Muro	Φ 8/40/40	47



- Verifiche SLE

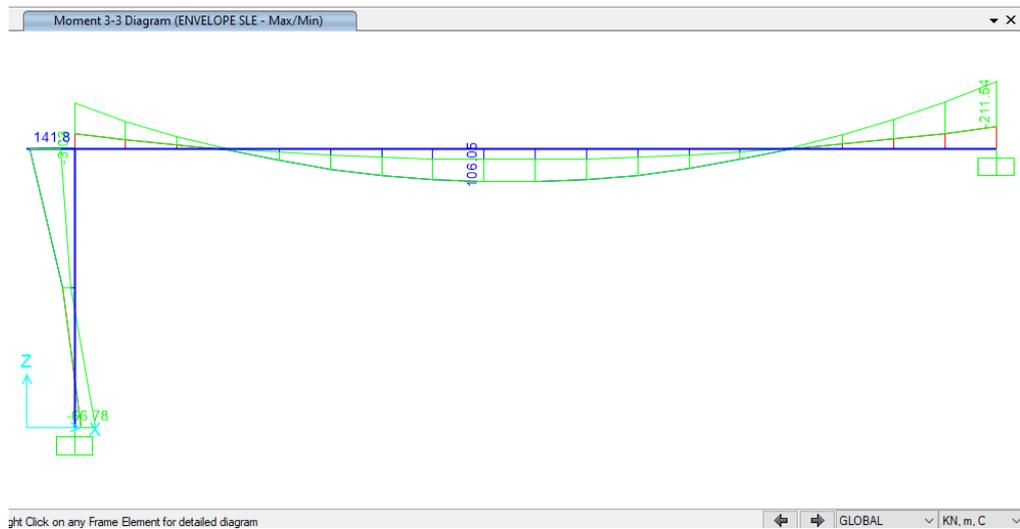


Figura 112. Diagramma del momento flettente SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$



Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	30	25	φ16/100	φ16/200	110	175
T2	30	25	φ16/200 + φ20/200	φ16/200	145	220
T3	30	25	φ24/100	φ16/200	220	365
T4	30	25	φ20/100	φ18/200	180	265

ii) Verifica deformazione

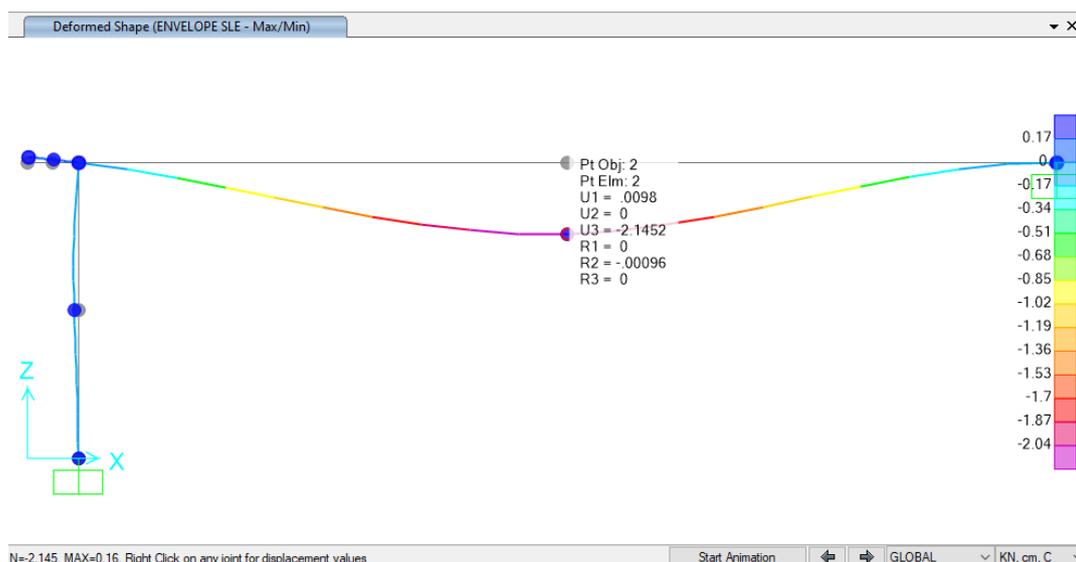


Figura 113. Deformazione SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 38 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1-1	8,70	2,15	1/405



6.3.5 Scale fisse

Alla stazione di Porta Nuova vengono utilizzate due tipologie di scale fisse.

Tra la banchina inferiore e la soletta della banchina superiore, le scale fisse sono costituite da una soletta inclinata di spessore 0,30m, con gradini di 0,32x0,16 m e con un muro di sostegno intermedio di spessore 0,20m (Scala tipo 1).

Tra la soletta della banchina superiore e il livello atrio, dove non è possibile utilizzare un muro di sostegno intermedio, la soluzione strutturale delle scale fisse sono costituite da una soletta inclinata di spessore 0,20m, con gradini di 0,32x0,16 m supportato da due travi laterali segmentate 60x80 (Scala tipo 2).

La Figura mostra lo schema dei modelli strutturale adottato per ogni tipo de scala.

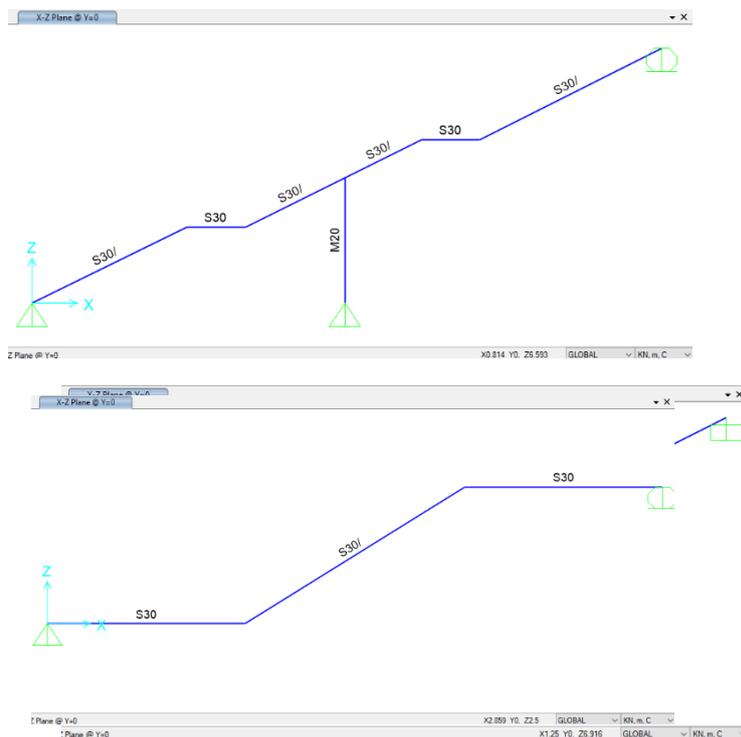


Figura 114. Modello delle scale fisse

6.3.5.1 Carichi e combinazioni

- Scala tipo 1&2: (s = 1,00m)

Carichi permanenti:

Peso proprio = $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_1 -Dead)

Gradini = $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_2 - S_{Dead})

Rivestimenti = $0,125\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - S_{Dead})

Carichi variabili:

Sovraccarichi = $5,0 \text{ kN/m}^2$ (Q_1 - Live)

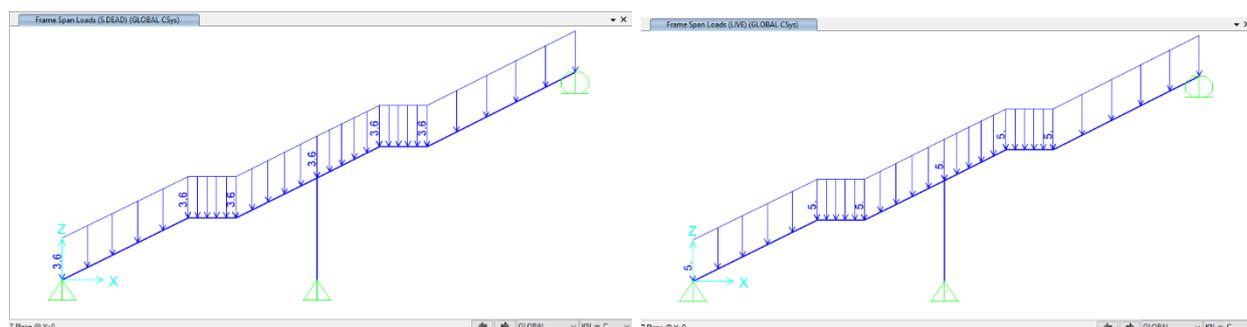


Figura 115. Sovraccarichi permanenti (S_{Dead} Load) e variabili (Live Load)

- Scala tipo 3: (s = 1,20 m)

Carichi permanenti:

Peso proprio = $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_1 -Dead)

Gradini = $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_2 - S_{Dead})

Rivestimenti = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - S_{Dead})

Carichi variabili:

Sovraccarichi = $5,0 \text{ kN/m}^2$ (Q_1 - Live)

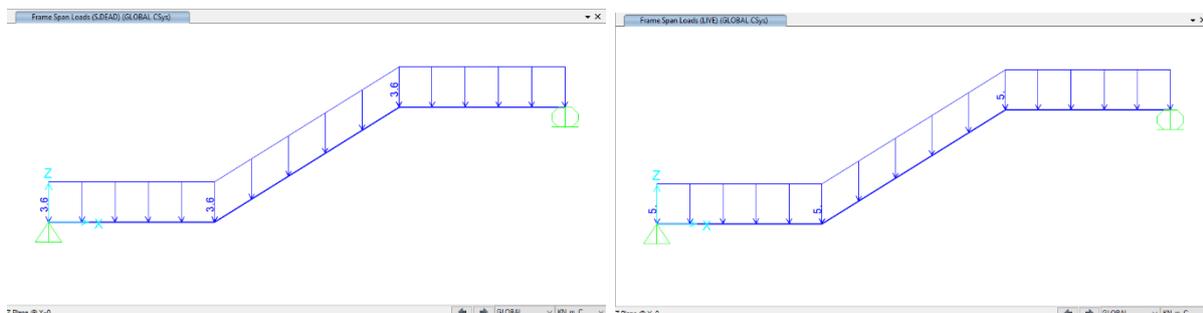


Figura 116. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)

- Scala tipo 4: ($s = 1,20 \text{ m}$)

Carichi permanenti:

Peso proprio = $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_1 -Dead)

Gradini = $0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_2 - S_Dead)

Rivestimenti = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - S_Dead)

Carichi variabili

Sovraccarichi = $5,0 \text{ kN/m}^2$ (Q_1 - Live)

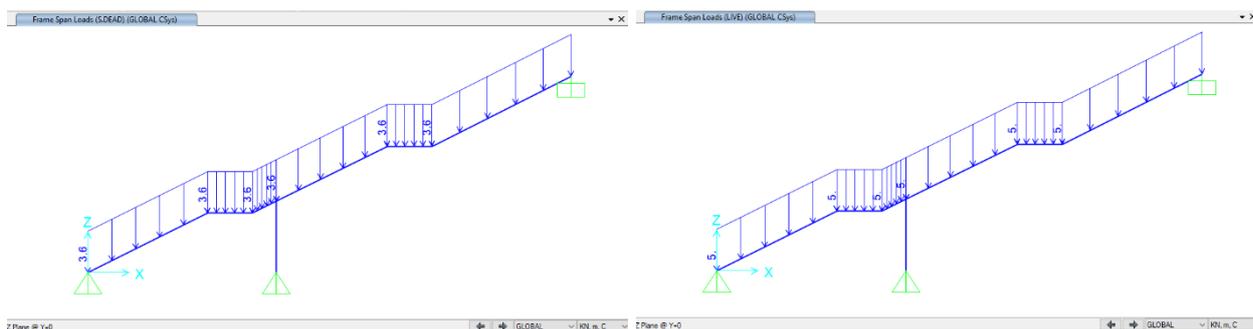


Figura 117. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.



SLU: $1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 G_3 + 1,50 Q_1$

SLE: $G_1 + G_2 + G_3 + \Psi_{2,1} Q_1$ dove $\Psi_{2,1} = 1,00$ conservativamente per combinazione quasi-permanente a lungo termine

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

Calcestruzzo: $\gamma_c = 1,50$

Acciaio di rinforzo: $\gamma_s = 1,1$

6.3.5.2 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli inviluppi delle combinazioni SLU.

I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione.

Gli inviluppi della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.

L'ALLEGATO L sono riportati i risultati di interesse.

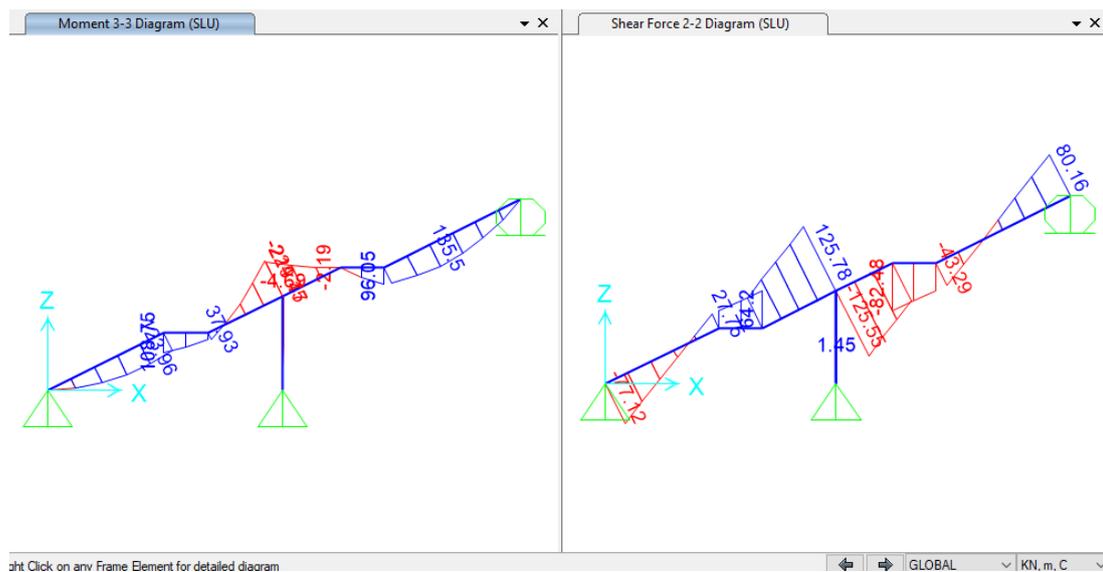


Figura 118. Momenti flettenti e tagli

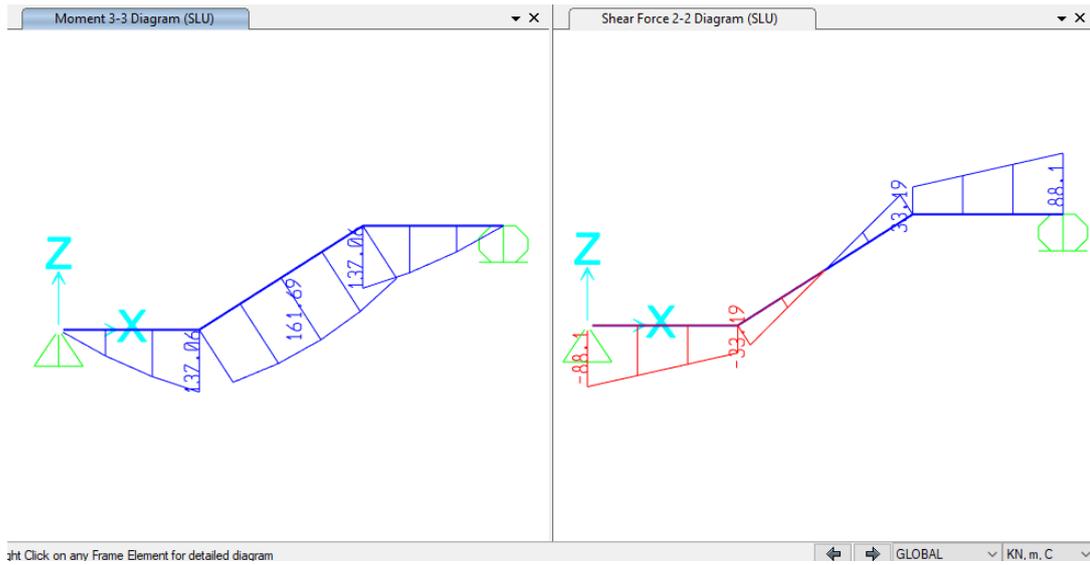


Figura 119. Momenti flettenti e tagli

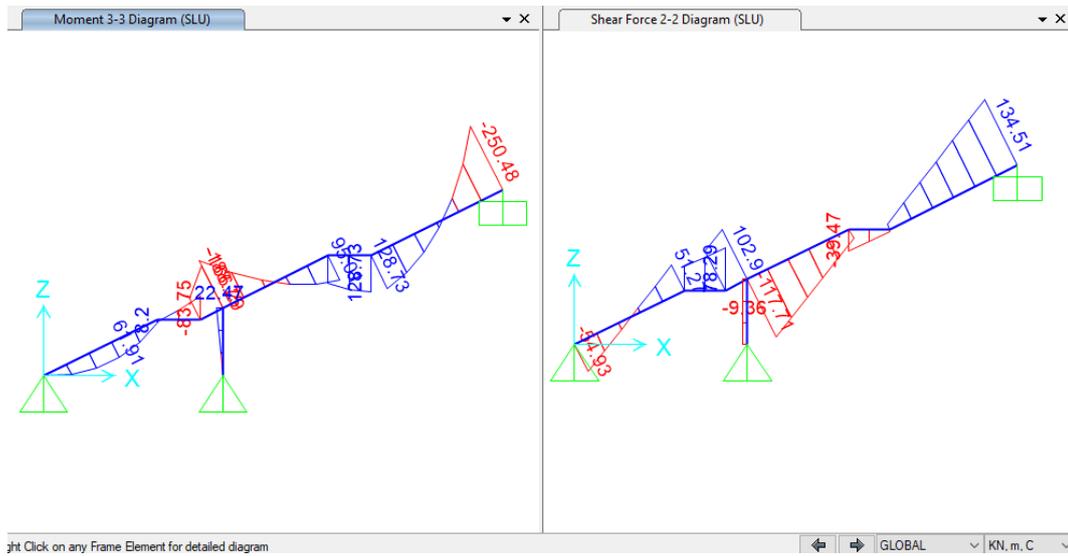


Figura 120. Momenti flettenti e tagli



6.3.5.3 Verifiche strutturali

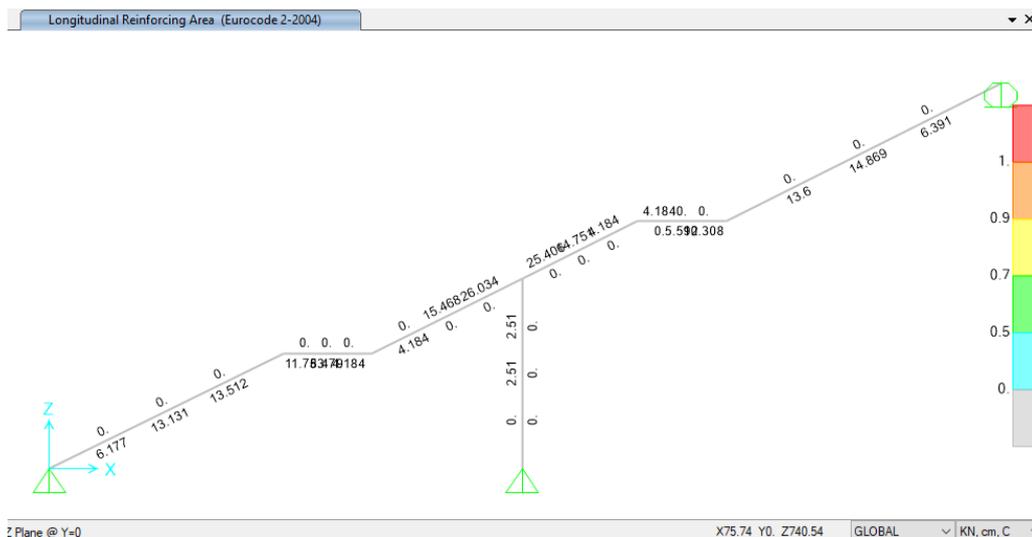


Figura 121. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1&2 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Scala tipo 1&2					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 20/100
		Inferiore	Φ 24/200	Φ 24/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Span 2	30	Superiore	Φ 20/100	Φ 16/200	Φ 16/100
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 24/200	Φ 24/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro 1	20	Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	V_{Rd} [KN/m]
Span 1	---	162
Span 2	---	162
Muro 1	Φ 8/40/40	24

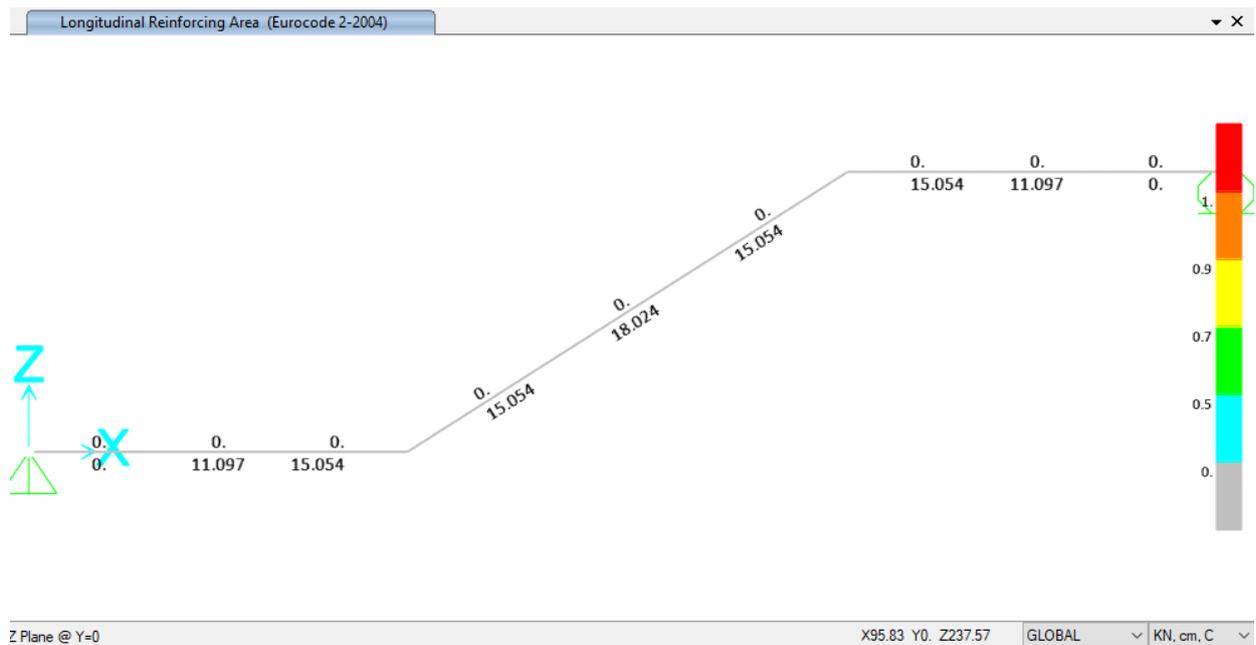


Figura 122. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 3 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

Scala tipo 3					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Inferiore	Φ 20/100	Φ 20/100	Φ 20/100
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	V_{Rd} [KN/m]
Span 1	---	181

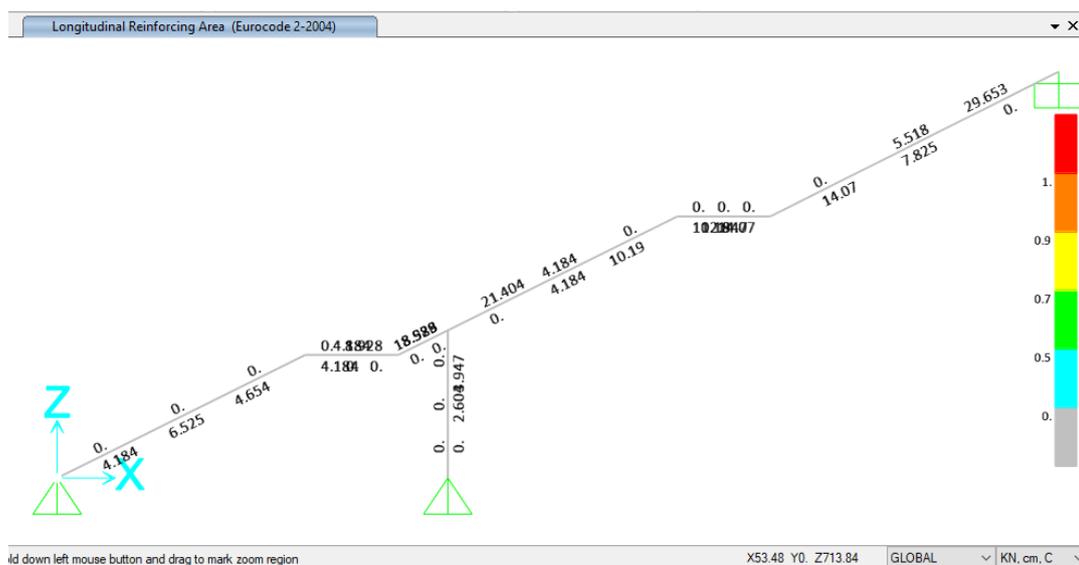


Figura 123. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 4 (cm²/m)



- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

Scala tipo 4					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 24/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Span 2	30	Superiore	Φ 16/200 + Φ 24/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 24/200
		Inferiore	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 16/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Muro	20	Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	V_{Rd} [KN/m]
Span 1	---	143
Span 2	---	162
Muro 1	Φ 8/40/40	24



- Verifiche SLE

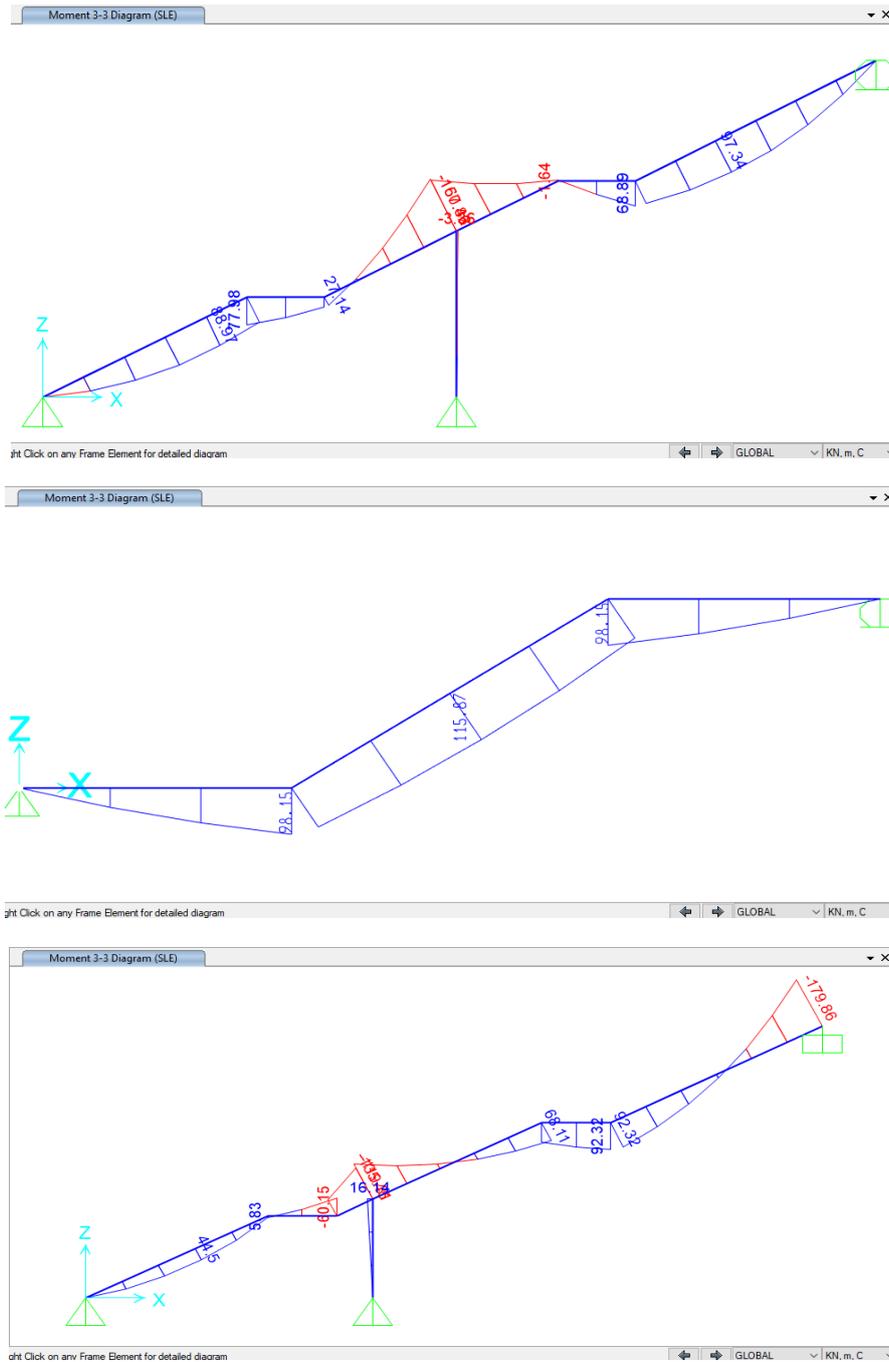


Figura 124. Momenti flettenti

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
S1	30	25	φ24/200	φ16/200	110	195
S2	30	25	φ20/100	φ16/200	175	265
S3	30	25	φ16/200 + φ24/200	φ16/200	185	275
S4	30	25	φ16/100	φ16/200	110	175
S5	30	25	φ16/200	φ16/200	47	95



ii) Verifica deformazione

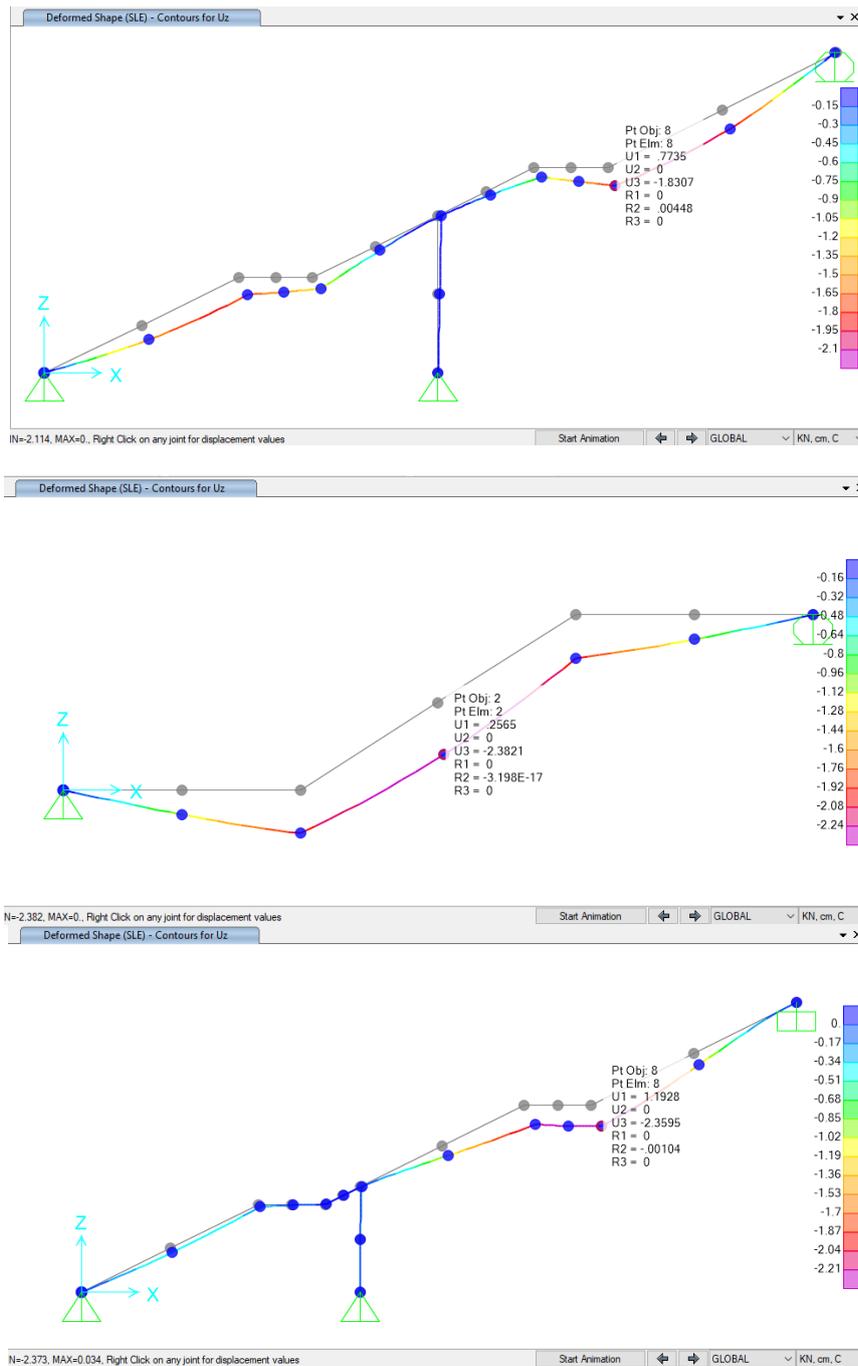


Figura 125. Reazioni e deformazione

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 39 Verifica deformazione

Scala tipo	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1&2	8,10	1,83	1/440
3	6,8	2,38	1/285
4	9,85	2,36	1/415

6.3.6 Vasca Aggottamento

La piastra della vasca di aggottamento di porta nuova è ubicata al livello -34.90m dal piano campagna, le dimensioni di tale elemento strutturale è 4,50mx5,00m con uno spessore di 0,60m.

La piastra è incastrata su tutti e quattro lati, l'analisi è stata eseguita dal software Sap2000. La figura sottostante dimostra lo schema strutturale dell'elemento bidimensionale.

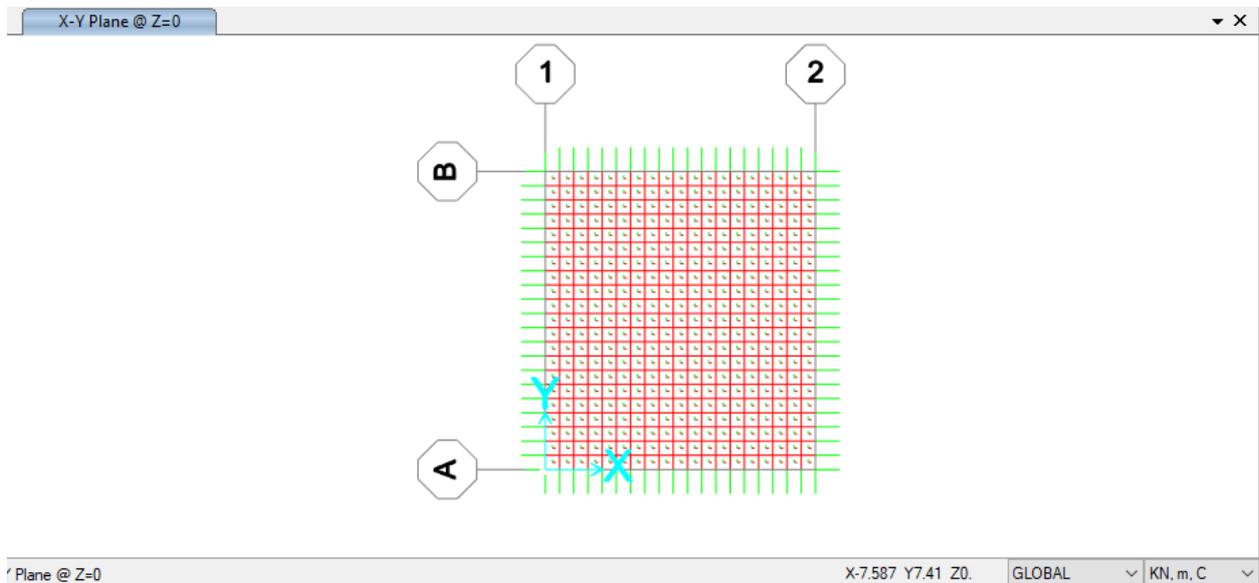


Figura 126. Modello della vasca aggettamento

6.3.6.1 Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

Peso proprio = $0,60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 15 \text{ kN/m}^2$ (calcolato automaticamente) (G_1 -Dead)

Pressione del suolo = 170 kN/m^2 (preso direttamente dal modello della piastra di fondazione) (G_2 -Soil pressure)

Sottopressione = $\Delta H \times \gamma_w = 24,4\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 244 \text{ kN/m}^2$

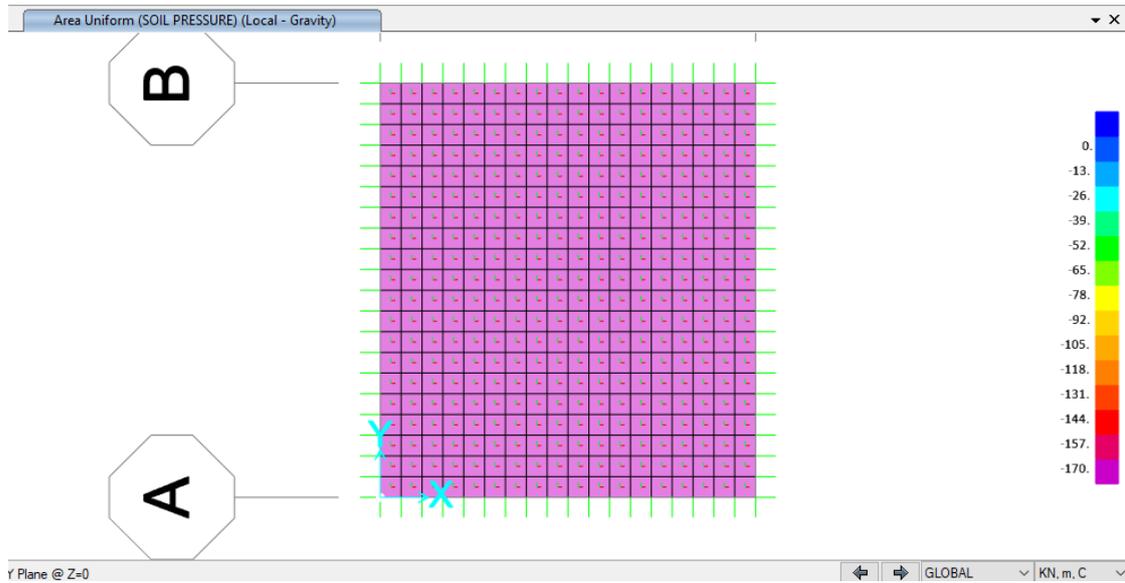


Figura 127. Soil pressure

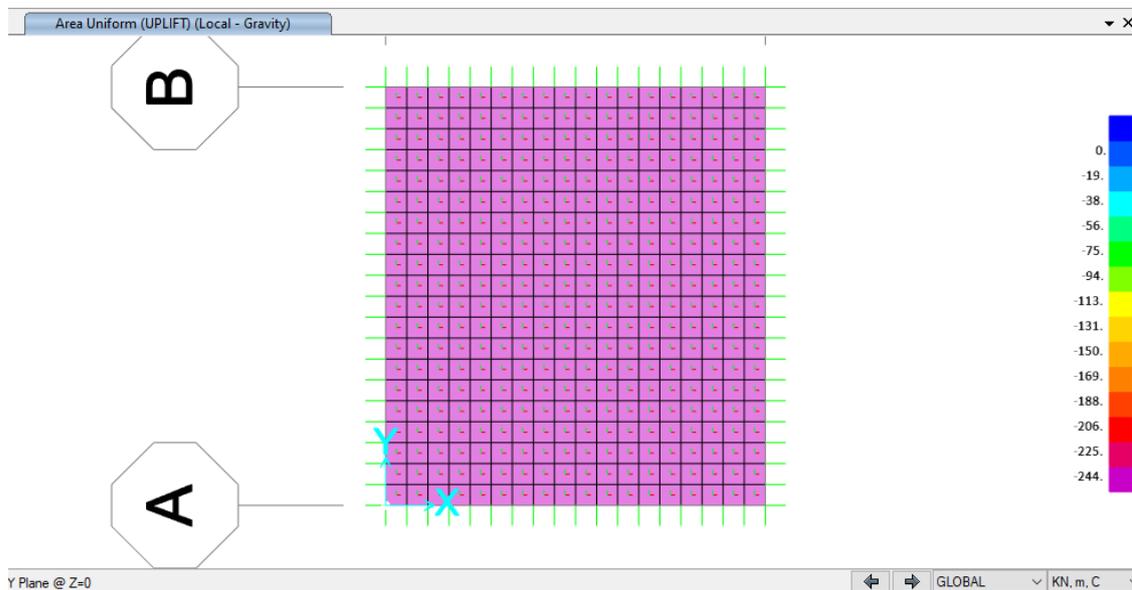


Figura 128. Sottopressione

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC2018.

$$\text{SLU: } 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q_1$$

$$\text{SLE: } G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_1 \quad \text{dove } \Psi_{2,1} = 1,00 \text{ conservativamente, per combinazione quasi-permanente e frequente a lungo termine}$$

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

$$\text{Calcestruzzo: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{Acciaio di rinforzo: } \gamma_s = 1,15$$

6.3.6.2 Risultati dell'analisi

L'ALLEGATO M presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta di vasca

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involucri delle combinazioni SLU. I risultati della combinazione SLE sono stati utilizzati per la verifica delle tensioni in esercizio, controllo della fessurazione e deformazione. Gli involucri della combinazione SLU sono stati utilizzati per la verifica flessione e taglio della sezione in c.a.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

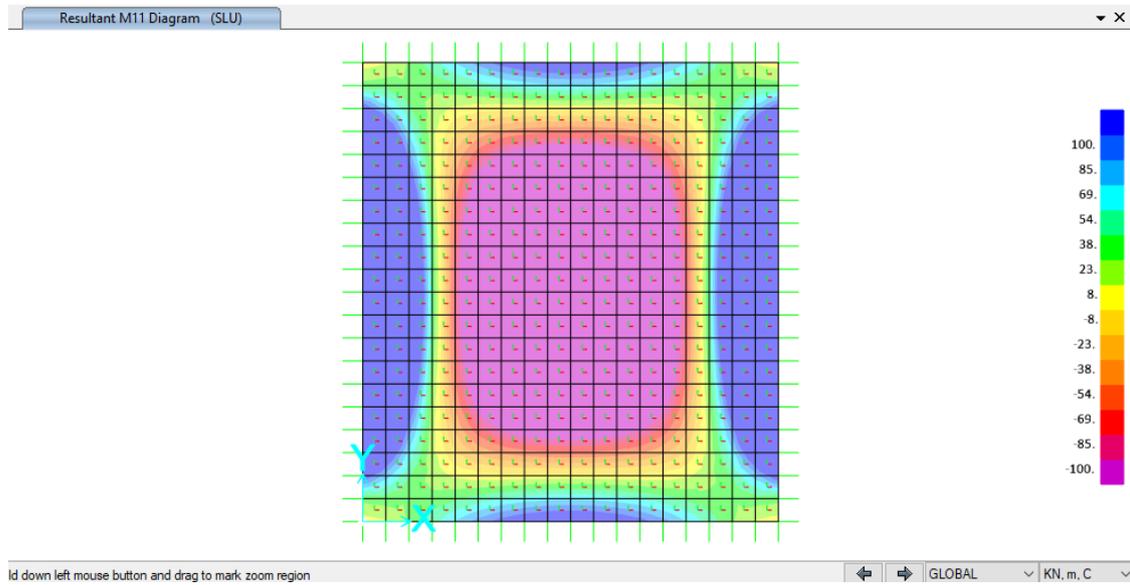


Figura 129. Momento nella direzione M11.

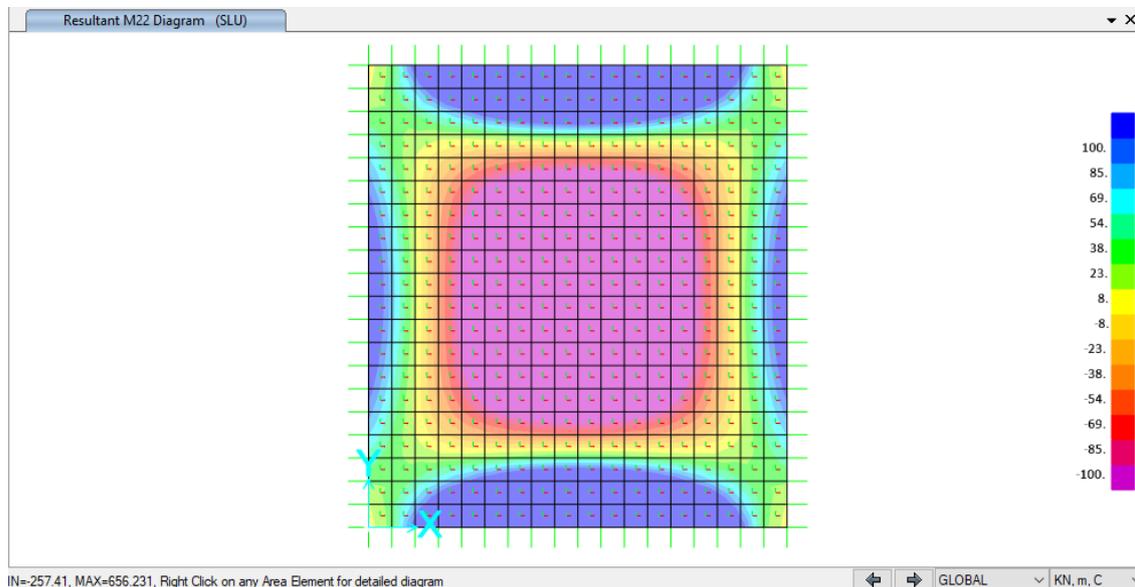
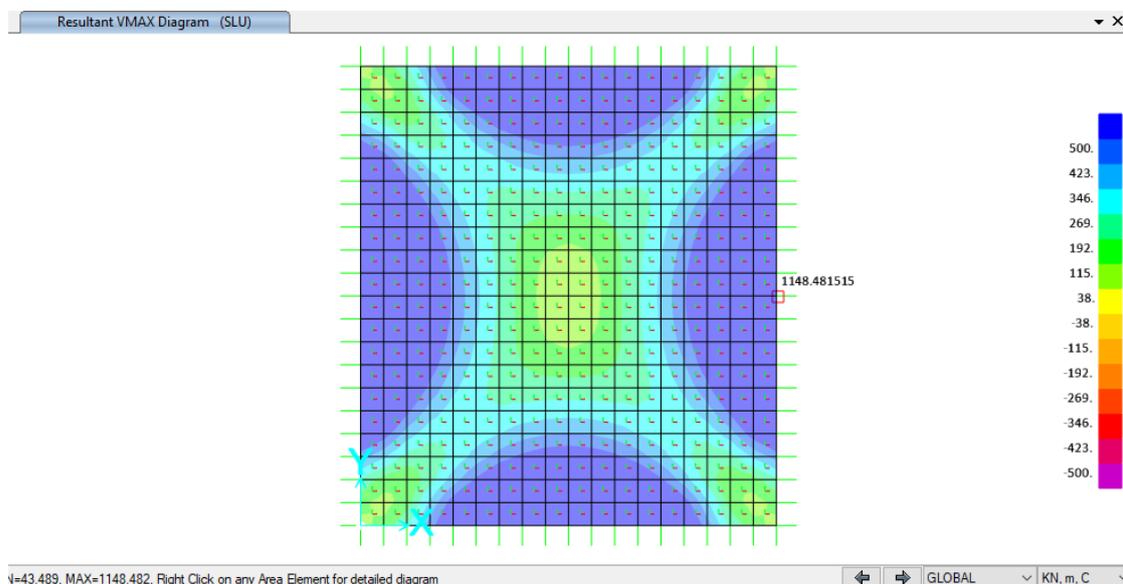


Figura 130. Momento nella direzione M22


Figura 131. Taglio massimo

$$V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$$

6.3.6.3 Verifiche strutturali

- Verifica SLU

spessore di soletta = 60cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 55 = 9,22 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 16/200$$

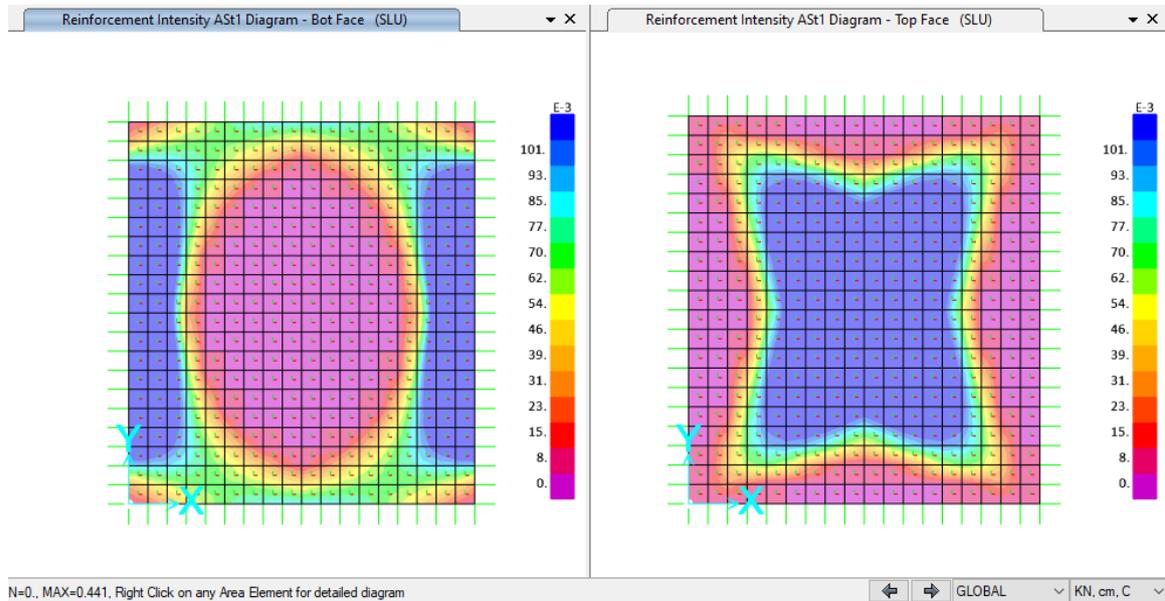


Figura 132. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) - direzione longitudinale

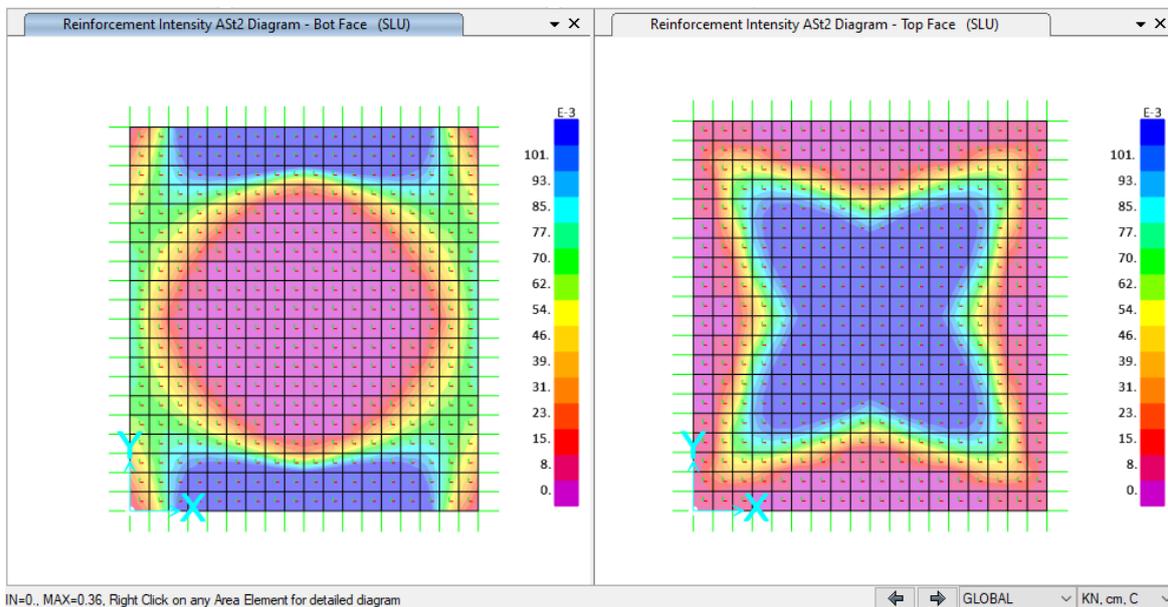


Figura 133. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) - direzione trasversale



Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle Vasca Aggottamento:

Direction	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
longitudinale	Superiore	Φ 18/200	Φ 24/100	Φ 18/200
	Inferiore	Φ 24/100	Φ 16/200	Φ 24/100
Traversale	Superiore	Φ 18/200	Φ 24/100	Φ 18/200
	Inferiore	Φ 24/100	Φ 16/200	Φ 24/100

Verifica a taglio

Element	Armatura a taglio al metro	V_{Rd} [KN/m]
Vasca aggo.	Φ 12/20/20	1290

- Verifiche SLE

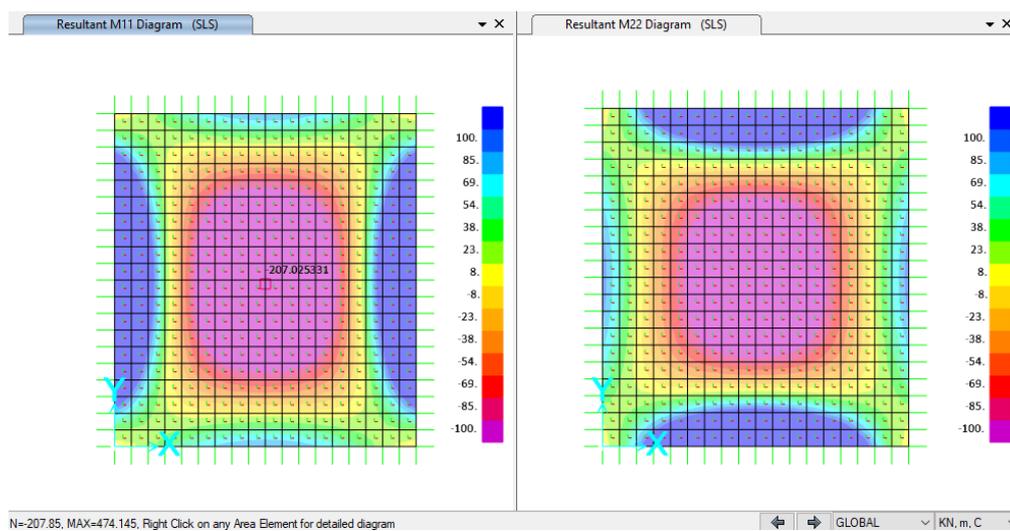


Figura 134. Momento flettente M11 & M22 – SLE



i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinato nella condizione dello stato limite di esercizio (SLE) che soddisfa le seguenti condizioni:

$$M_{lim} = \min [M_{0,30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

$$M_{0,30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.4.}$$

$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

$$M_{\sigma_s} = M_{max} \text{ per } \sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.2.}$$

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
Span	60	25	φ24/100	φ18/200	225	895
Support	60	25	φ24/100	φ18/200	500	895

Note: the cracking of the span section is limited to $w_2 = 0,10\text{mm}$

ii) Verifica deformazione

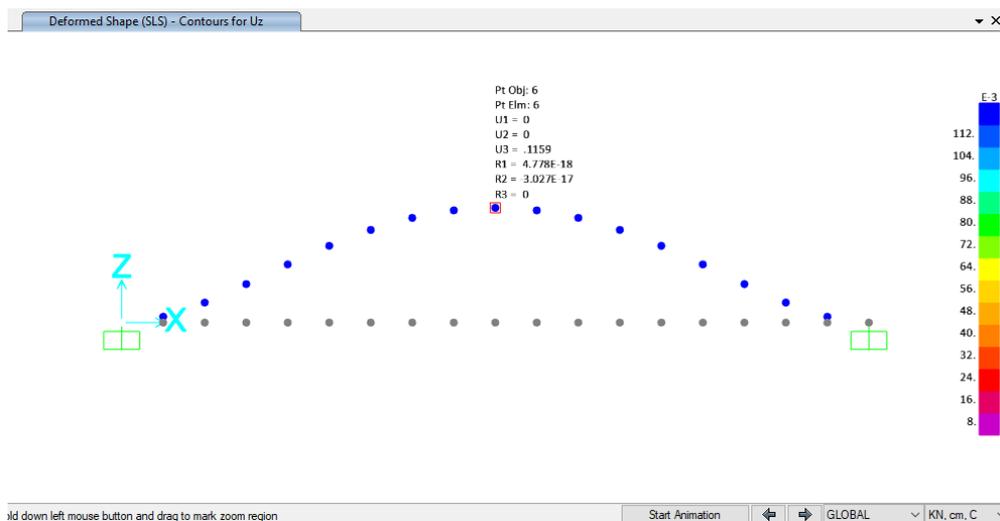


Figura 135. Deformazione SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra l'abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni asse, che deve essere inferiore al limite $\Delta/L < 1/250$, dove:

$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$... Abbassamento rispetto ai supporti

L ... Luce libera della campata

Tabella 40 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1-2	5	0,16	<<1/250

6.3.7 Tronchini di collegamento tra L1-L2

Per quanto riguardano le strutture interne relative ai collegamenti tra la stazione della Linea 1 esistente con la nuova Linea 2, sono riportati di seguito i calcoli strutturali. A tale scopo è stata analizzata la sezione del tronchino tra i due corpi stazione risultando come quella più sollecitata.

In Figura 137 è possibile vedere la sezione trasversale del tronchino di collegamento tra i corpi stazioni, mentre in Figura 138 si osserva il tronchino al di sotto della stazione esistente.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

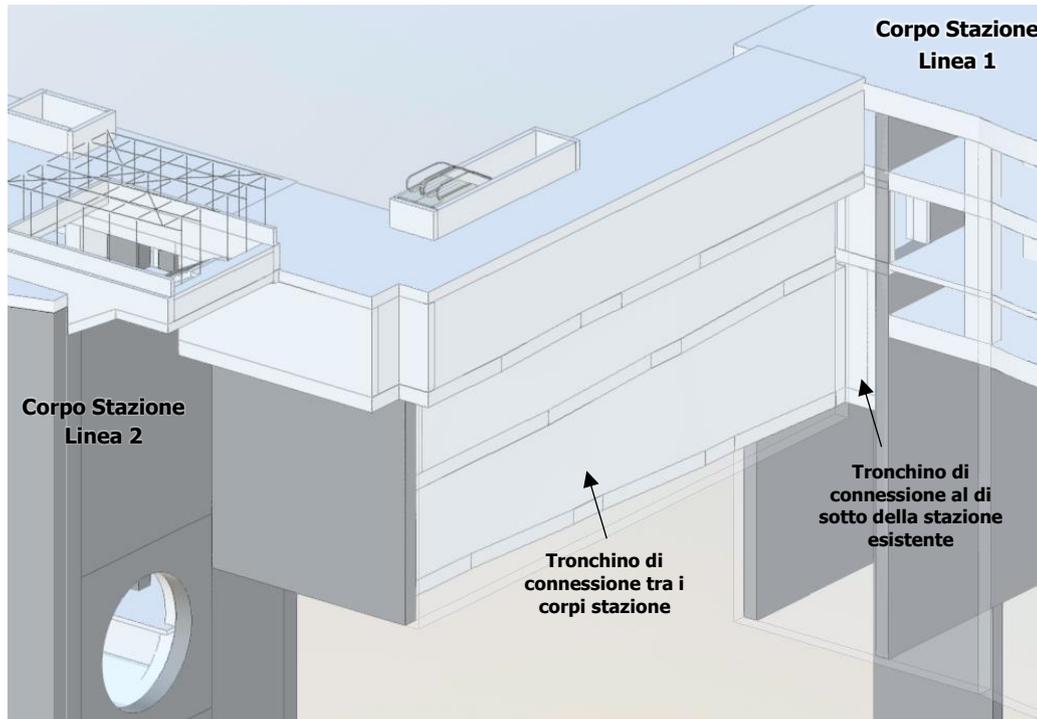


Figura 136. Connessione Stazione Porta Nuova L1 e L2



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

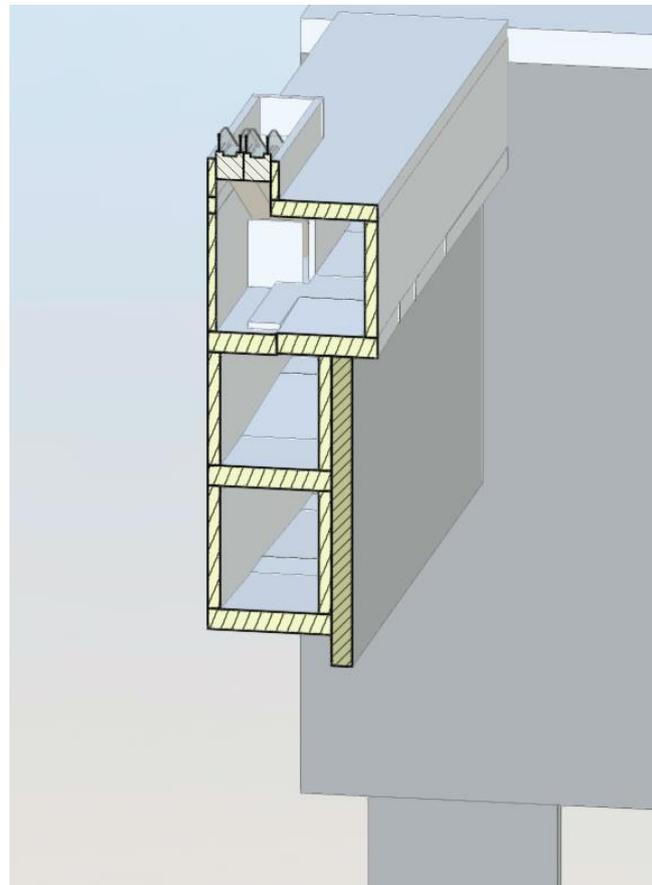


Figura 137. Tronchino di collegamento tra i corpi stazione nuova ed esistente

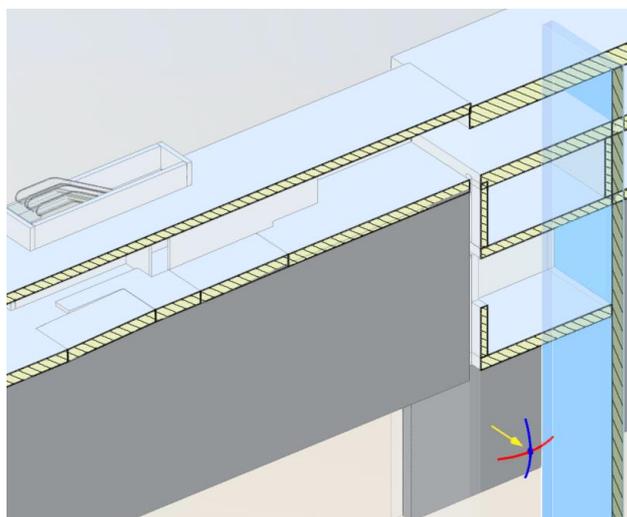


Figura 138. Tronchino di collegamento tra i corpi stazione nuova ed esistente

Lo schema statico utilizzato per il calcolo strutturale delle fodere e della soletta di base dei tronchini è quello riportato di seguito, dove è stato considerato il livello di falda a lungo termine maggiorato di 1.2 per avere un margine di sicurezza.

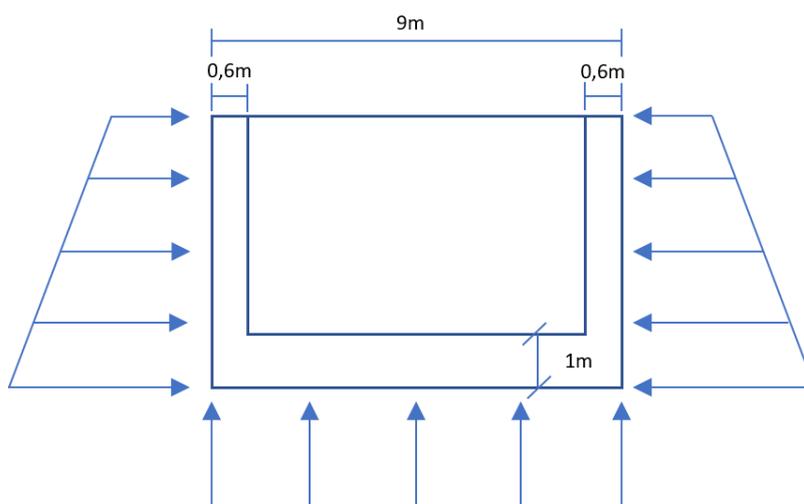


Figura 139. Schema statico per il calcolo strutturale del tronchino di collegamento

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Per la soletta di fondo si è ipotizzato uno spessore di 1m, come si evince dall'immagine dello schema statico. Per tale spessore è richiesta l'armatura riportata in tabella, raggiungendo un'incidenza pari a 180 kg/m³:

Spessore [cm]	M _{Ed} [KN/m]	Armatura principale	Armatura longitudinale	M _{Rd} [KN/m]
100	1034	Φ 24/10	Φ 24/20	1270

Per le fodere dei tronchini invece si è considerato uno spessore di 60cm, e si è ottenuta un'incidenza di 170 kg/m³.



7. VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nella presenta nota tecnica si presentano le verifiche sintetiche atte a consentire il giudizio di accettabilità dei risultati così come previsto dal §10.2.1 del D.M. 17/01/2018, ricostruendo le sollecitazioni di momento flettente massimo in condizioni statiche confrontando i risultati dal software Plaxis e dal software SAP2000.

Sottostante sono riportati i risultati per le 3 tipologie di solette (quello di Copertura, 1° Mezzanino e 2° Mezzanino).

Tabella 41 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale

PIANO	Momento massimo mezzeria [kNm]		Var. massima [%]
	SAP2000	PLAXIS	
COPERTURA	1830	1600	14,4
1° MEZZANINO	970	740	31,1
2° MEZZANINO	970	740	31,1

La variazione tra i due modelli di calcolo è tra 14.0-30.0%, la motivazione deriva dalla tipologia di modellazione impiegata, gli ordini di grandezze rimangono accettabili.

È stato poi ricostruito manualmente con semplici calcoli, con riferimenti a schemi o soluzioni noti, le sollecitazioni di momento massimo della seconda campata della soletta dell’atrio.

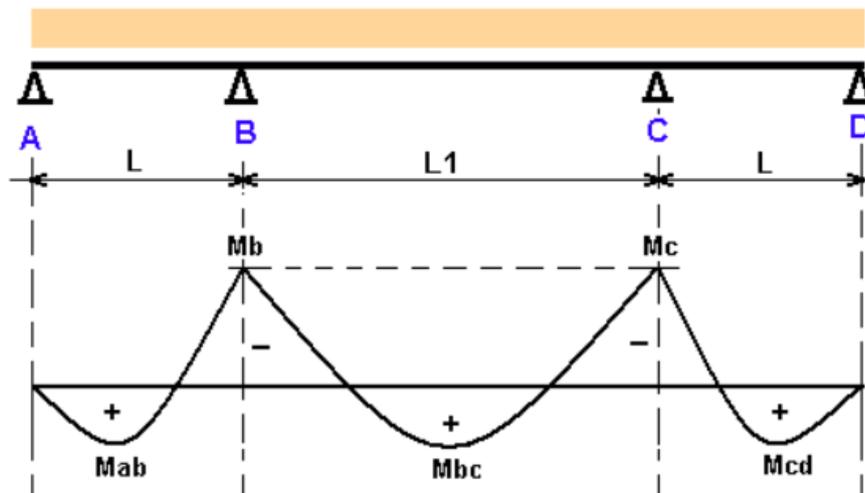


Figura 140. Schema statico semplice per il calcolo analitico

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tabella 42 Risultati di momento massimo con la variazione percentuale

COMB.	Momento massimo mezzeria Atrio [kNm]		Var. massima [%]
	SAP2000	Analitico	
G1_Peso Proprio	373	310	20,3
Q1_FOLLA	78	62	25,8

Il confronto tra il calcolo analitico e il modello FEM presenta una variazione media di 23%, le motivazioni per la variazione dipendono dallo schema statico e la tipologia di elementi. Nel caso di SAP2000 sono stati utilizzati elementi di tipo bi-dimensionali oltre considerare che i setti sono cedevoli elasticamente, due fattori che non viene preso in considerazione nello schema statico di tipo semplice (una trave continua a tre campate con vincoli perfetti).

In conclusione, si determina che i risultati del modello di calcolo sono affidabili, in quanto le diverse grandezze di controllo hanno una variazione limitata.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO A

Risultati delle analisi per le fasi costruttivi



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati delle analisi Staged Construction

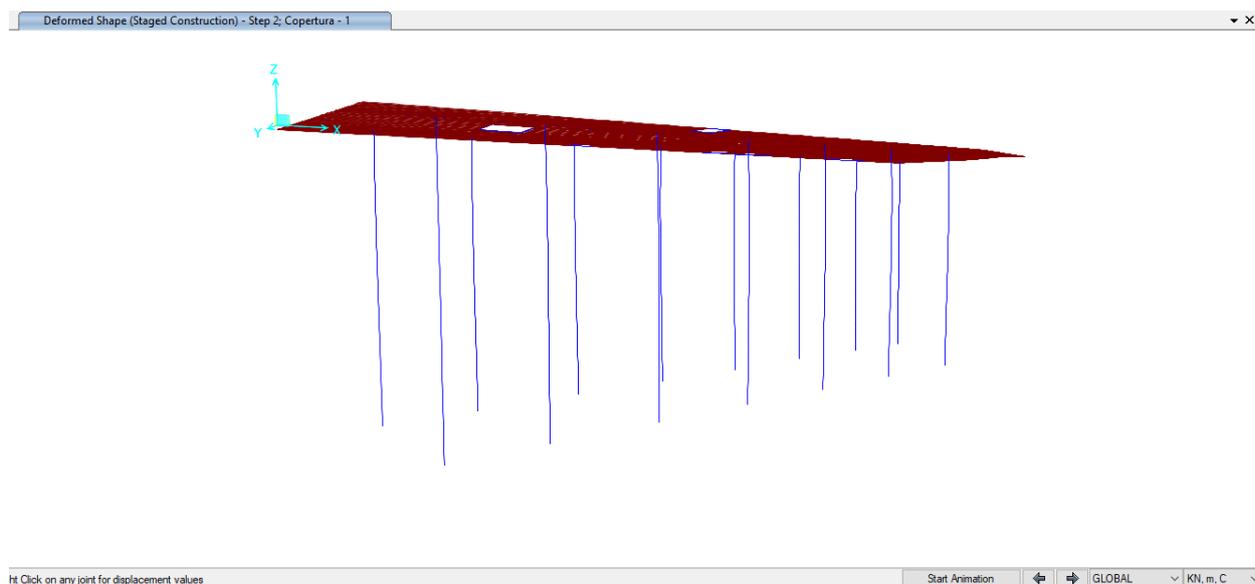


Figura 141. Stage 1 e 2: Setti provvisori e soletta di copertura

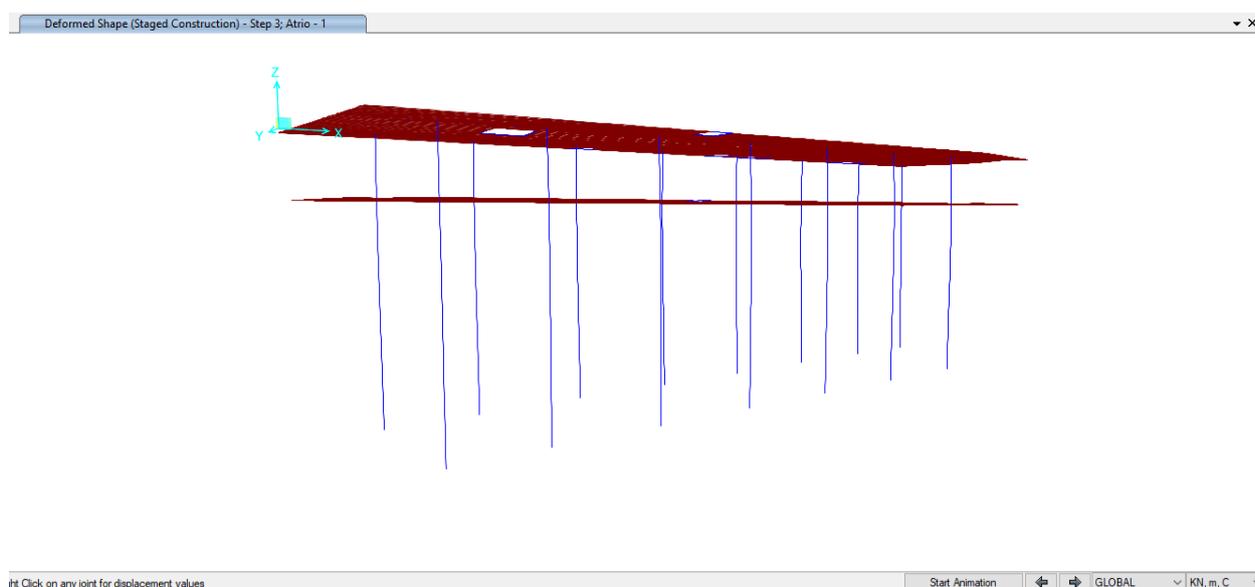


Figura 142. Stage 3: Soletta di atrio

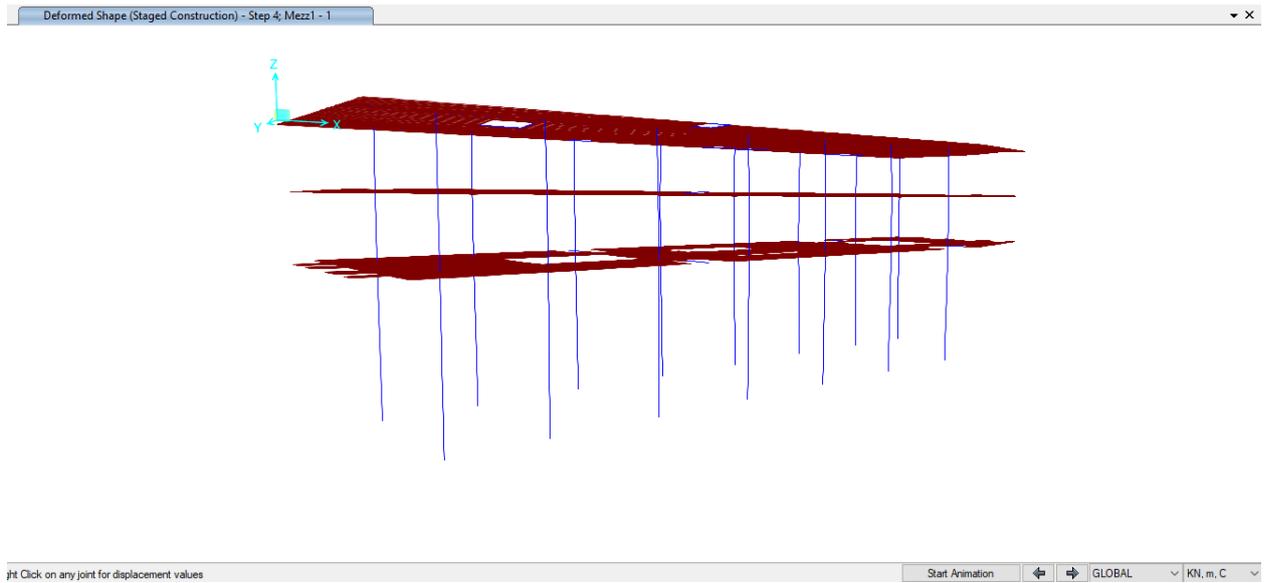


Figura 143. Stage 4: Soletta primo mezzanino

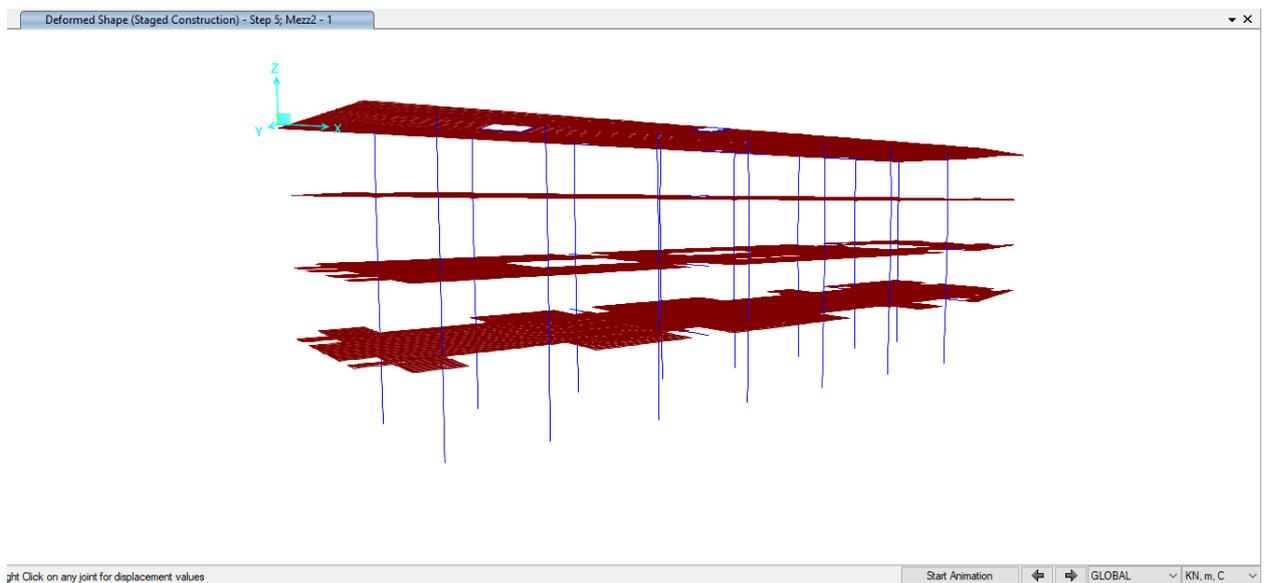


Figura 144. Stage 5: Soletta secondo mezzanino

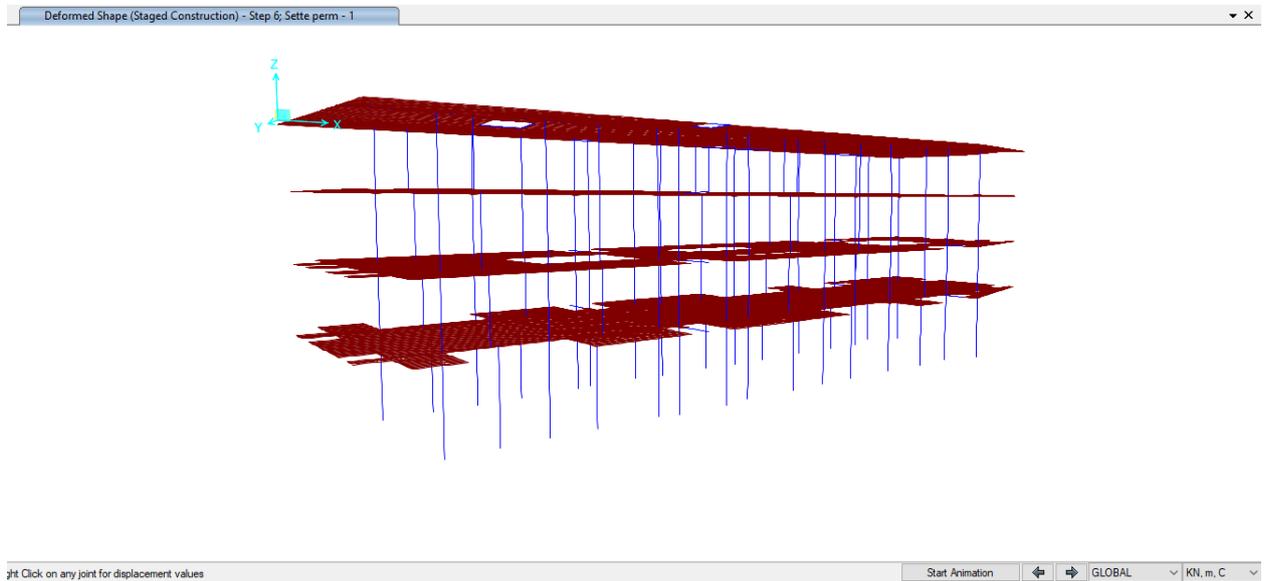


Figura 145. Stage 6: Costruzione di setti e pilastri definitivi

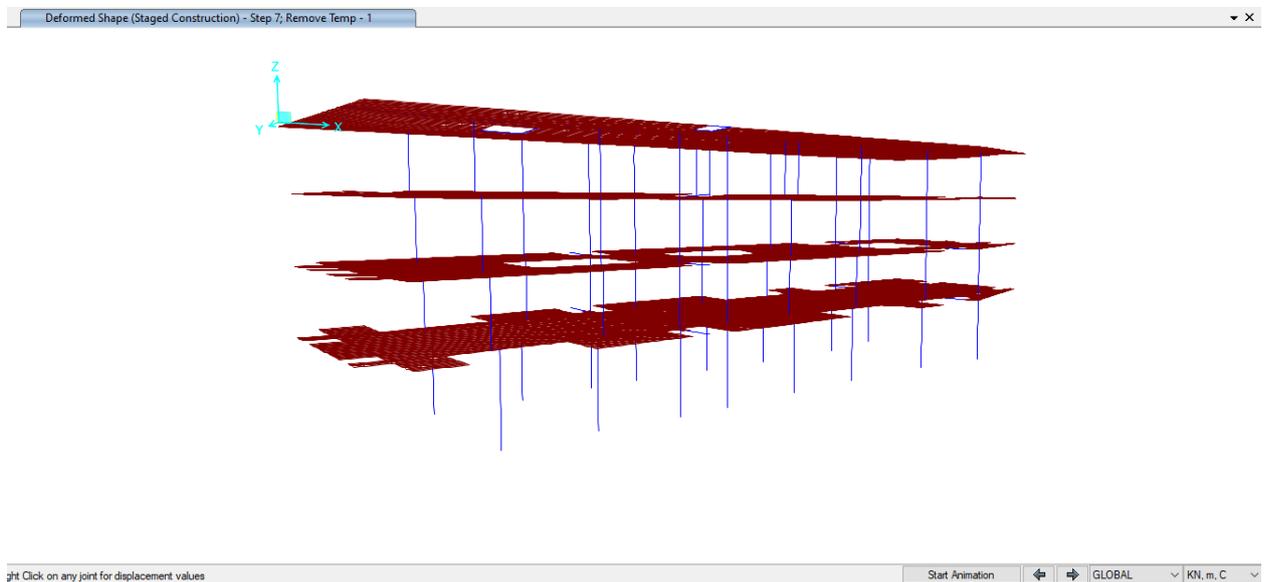


Figura 146. Stage 7: Rimozione dei setti provvisori

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO B

Risultati Soletta di Copertura (Piano Strada)



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

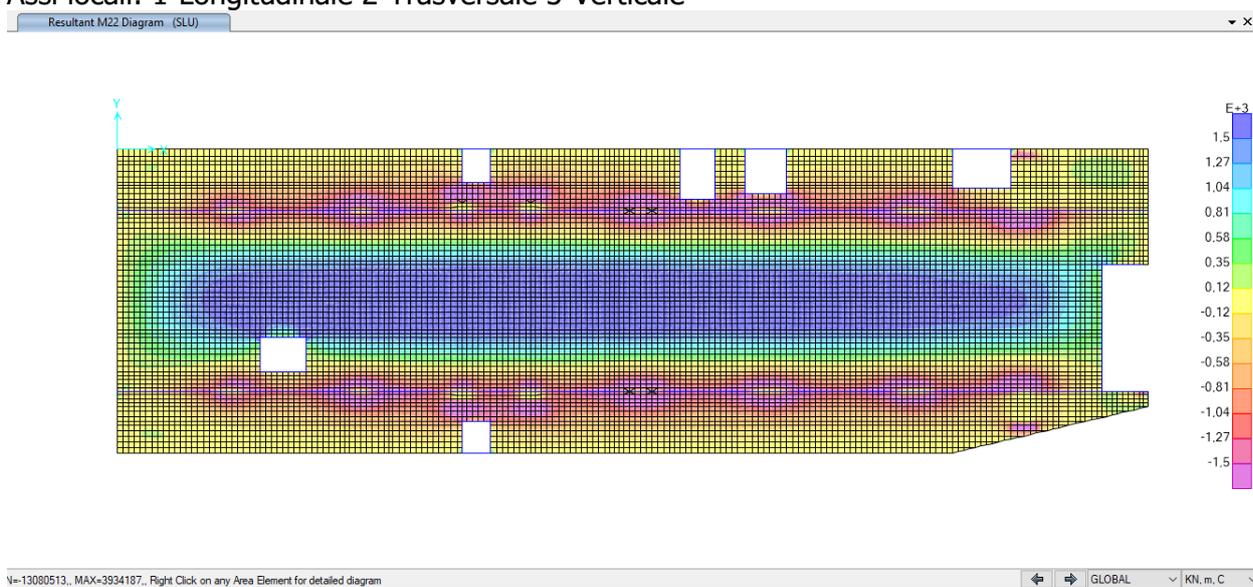


Figura 147. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

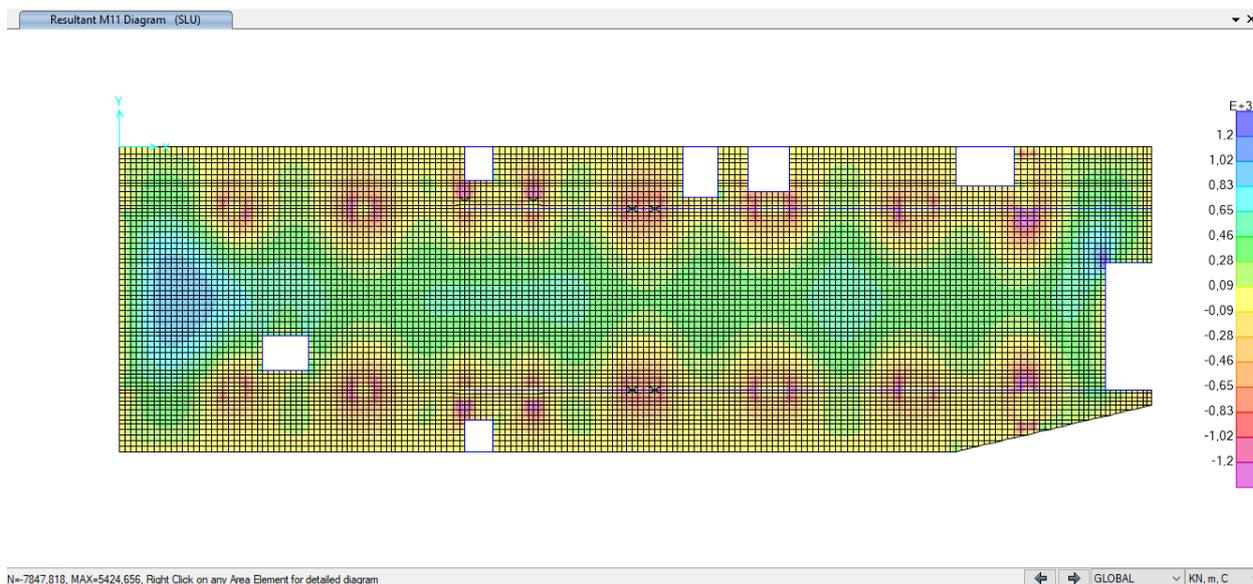


Figura 148. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)

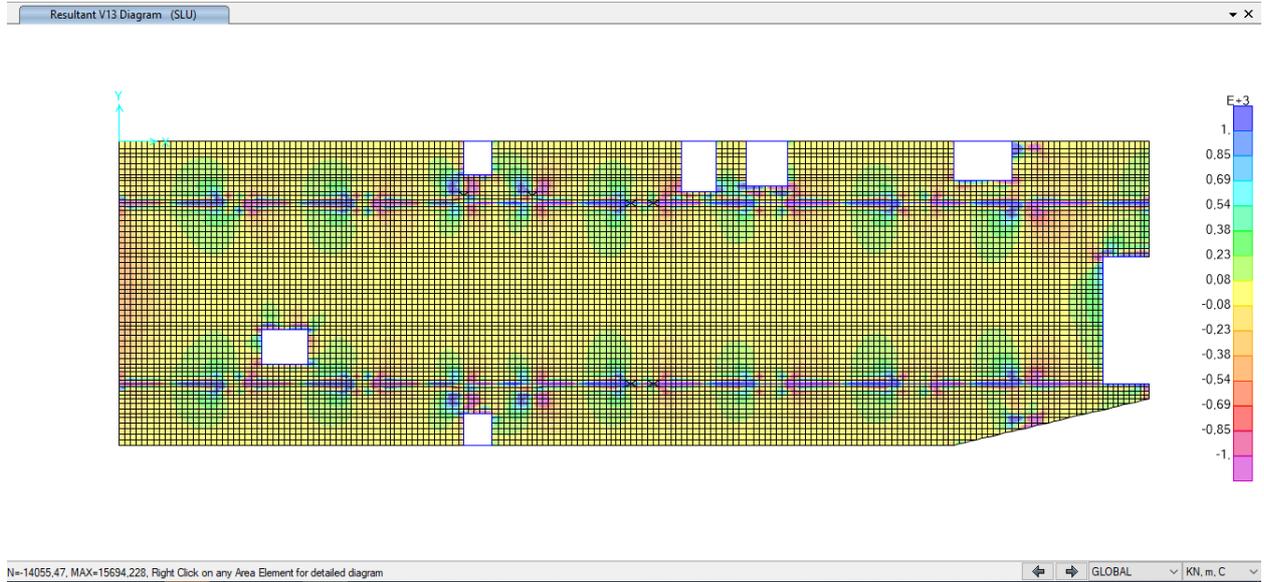


Figura 149. Forza di taglio V13

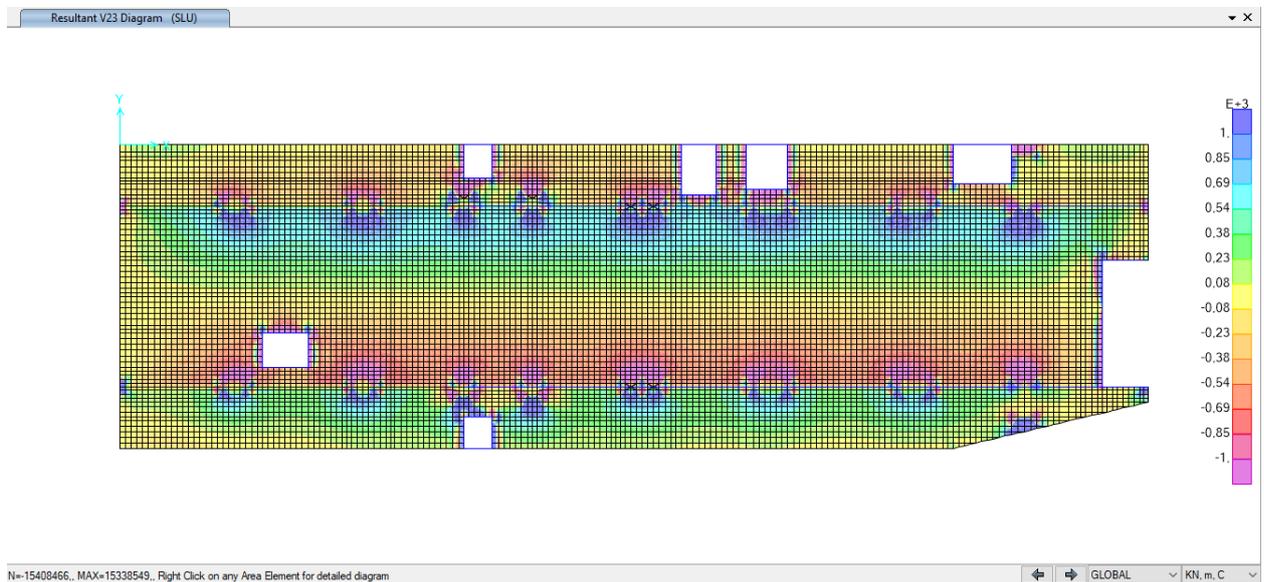


Figura 150. Forza di taglio V23



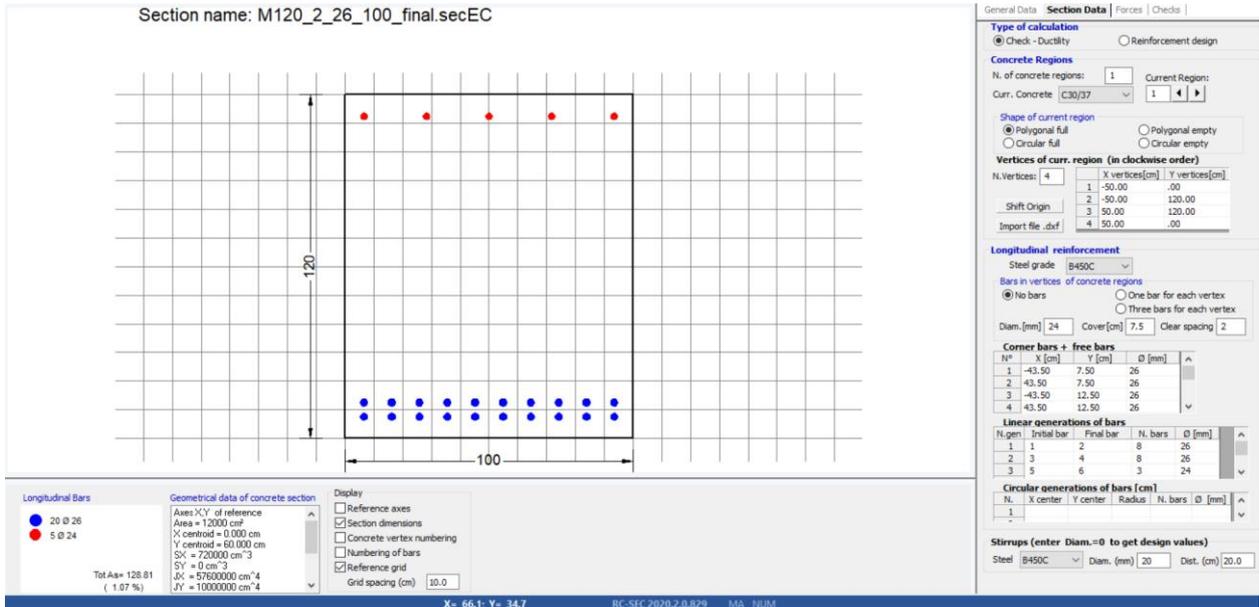
Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	80	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7,5	cm	copriferro
d =	72,5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	15,7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0,0020		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	265	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ck} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	16	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	10,0	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	30°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1,00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8,70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	2222	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	2458	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	2222	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA	H =	80 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	7,5 cm	copriferro
	d =	72,5 cm	altezza utile
ARMATURA TESA	φ =	20 mm	diametro armatura
	n° =	5	numero barre
	A _s =	15,7 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _l =	0,0020	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} =	0,00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd} =	265 kN	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$ [4.1.23]
			con
			f _a espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO	φ =	16 mm	diametro staffe
	n° =	3	numero bracci
	A _{sw} =	5,0 cm ²	area dell'armatura trasversale
	s =	40 cm	passo delle staffe
	α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
	v =	30°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
	α _c =	1,00	coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
	v _{fcd} =	8,70 Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd} =	555 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd} =	2458 kN	
			Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]
	V _{Rd} =	555 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



- Esempio di calcolo dei momenti flettenti M_{lim} e M_{Rd} per la sezione T1, ottenuto tramite il software RC-SEC



$$M_{lim} = \min [M_{0.30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}] = \min [2220; 3187; 3553] = \mathbf{2220 \text{ kNm}}$$

$M_{0.30} = 2220 \text{ kNm} = \text{Momento per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC2018 §4.1.2.2.4.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
$N = 0.00 \text{ kN}$	$\sigma_c \text{ max} = 9.40 \text{ Mpa}$
$M_x = 2220.00 \text{ kNm}$	$\sigma_c \text{ lim} = 13.5 \text{ Mpa}$
$M_y = 0.00 \text{ kNm}$	$\sigma_s \text{ min} = -224.9 \text{ Mpa}$
	$\sigma_s \text{ lim} = -360.0 \text{ Mpa}$

(SLS)	
Crack width	
Crack width = 0.300 mm	
Limit width = 0.300 mm	
Crack spacing = 315 mm	
Ac effective = 2500 cm ²	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

$M_{\sigma_c} = 3187 \text{ kNm} = \text{Momento per } \sigma_{c, \max} = 0,45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$ NTC2018 §4.1.2.2.5.1.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
N = 0.00 kN	Sc max = 13.50 Mpa
Mx = 3187.00 kNm	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -322.9 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

$M_{\sigma_s} = 3553 \text{ kNm} = \text{Momento per } \sigma_{s, \max} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ NTC2018 §4.1.2.2.5.2.

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
N = 0.00 kN	Sc max = 15.05 Mpa
Mx = 3553.00 kNm	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -360.0 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

Per SLU - $M_{Rd} = 4230 \text{ kN.m}$

ULS Bending-Axial Forces: Safety factor = 1.880	
Design Forces	Design Resistances (pr. inertial axe)
N = 0.00 kN	N ult = 0.00 kN
Mx = 2250.00 kNm	Mx ult = 4229.62 kNm
My = 0.00 kNm	My ult = 0.00 kNm

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO C

Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

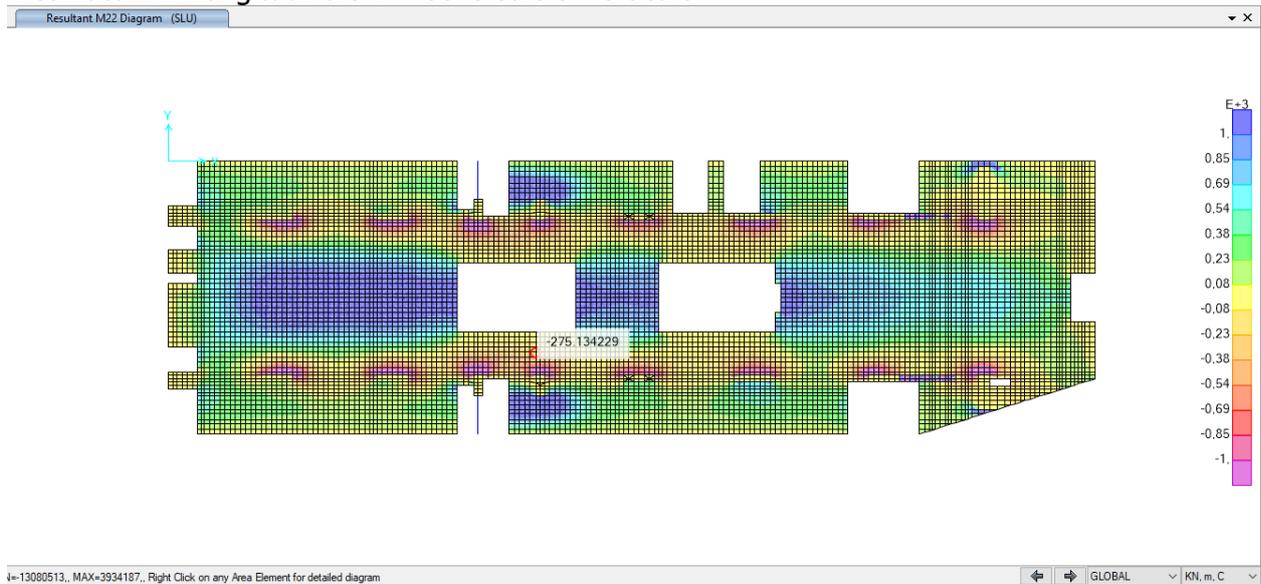


Figura 151. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

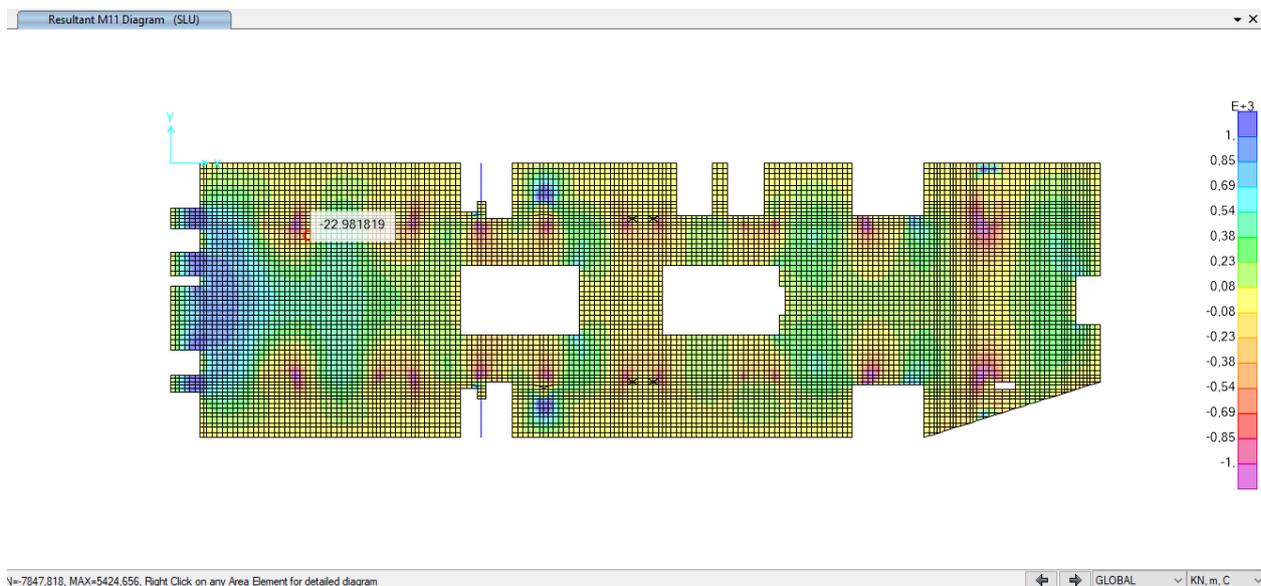


Figura 152. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



Figura 153. Forza di taglio V13

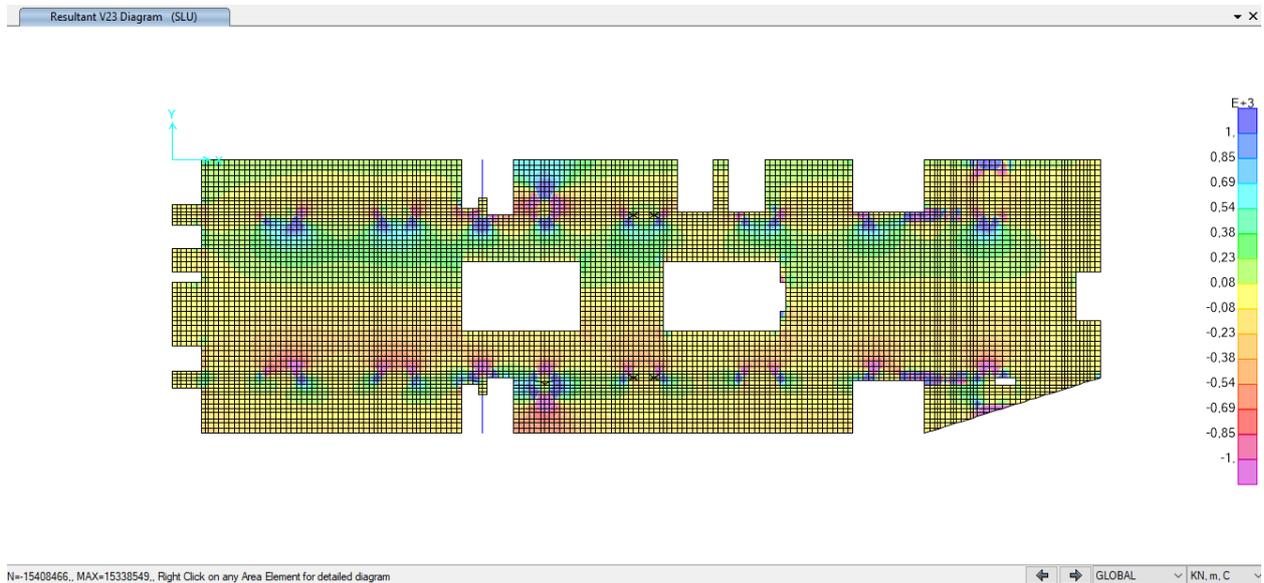


Figura 154. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"				
Caratteristiche della sezione				
GEOMETRIA	H =	100 cm	altezza sezione	
	b _w =	100 cm	larghezza sezione	
	h' =	7,5 cm	copriferro	
	d =	92,5 cm	altezza utile	
ARMATURA TESA	Φ =	24 mm	diametro armatura	
	n° =	5	numero barre	
	A _s =	22,6 cm ²	area dell'armatura tesa	
	ρ _l =	0,0023	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)	
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)	
	σ _{cp} =	0,00 Mpa	tensione media di compressione	
Resistenza senza armatura a taglio				
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd} =	318 kN		
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con				
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]				
con				
f _{ck} espresso in MPa				
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2				
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}				
Caratteristiche della sezione armata a taglio				
ARMATURA A TAGLIO	Φ =	20 mm	diametro staffe	
	n° =	2	numero bracci	
	A _{sw} =	6,3 cm ²	area dell'armatura trasversale	
	s =	40 cm	passo delle staffe	
	α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	
	ϑ =	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)	
	α _c =	1,00	coefficiente maggiorativo pari a:	
			1	per membrature non compresse
1 + σ _{cp} /f _{cd}			per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}	
1,25			per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}	
ν _{fcd} =	8,70 Mpa	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
		resistenza a compressione ridotta (ν _{fcd} = 0,5 f _{cd})		
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio				
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd} =	730 kN		
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:				
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]				

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO D

Risultati Soletta Intermedia (Primo Mezzanino)



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Asi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

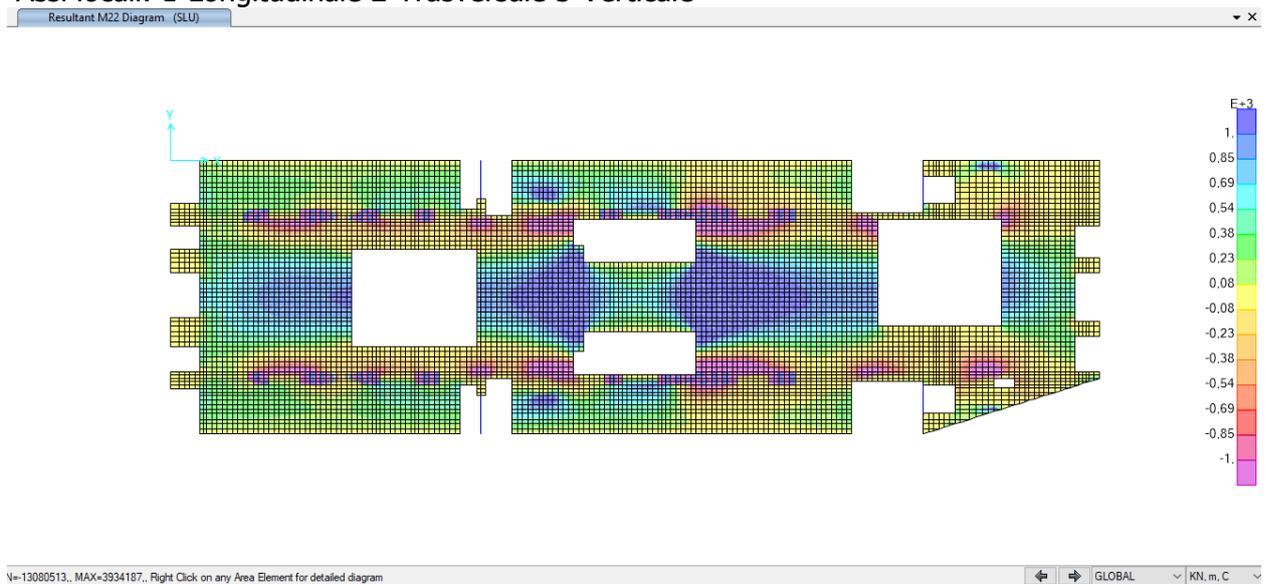


Figura 155. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

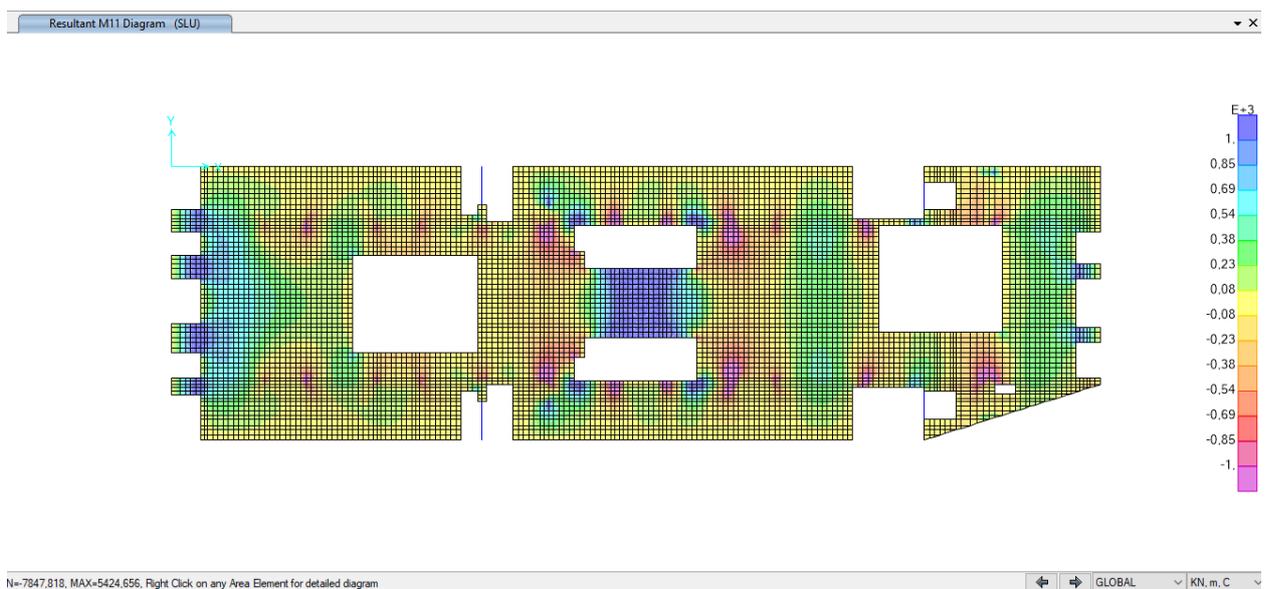


Figura 156. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

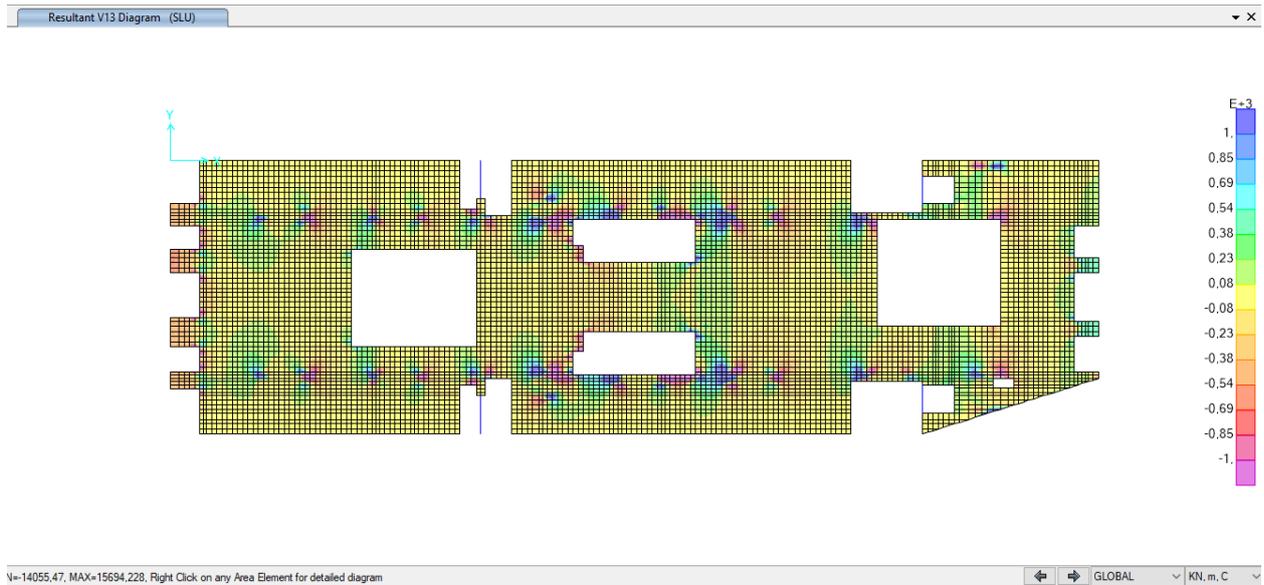


Figura 157. Forza di taglio V13

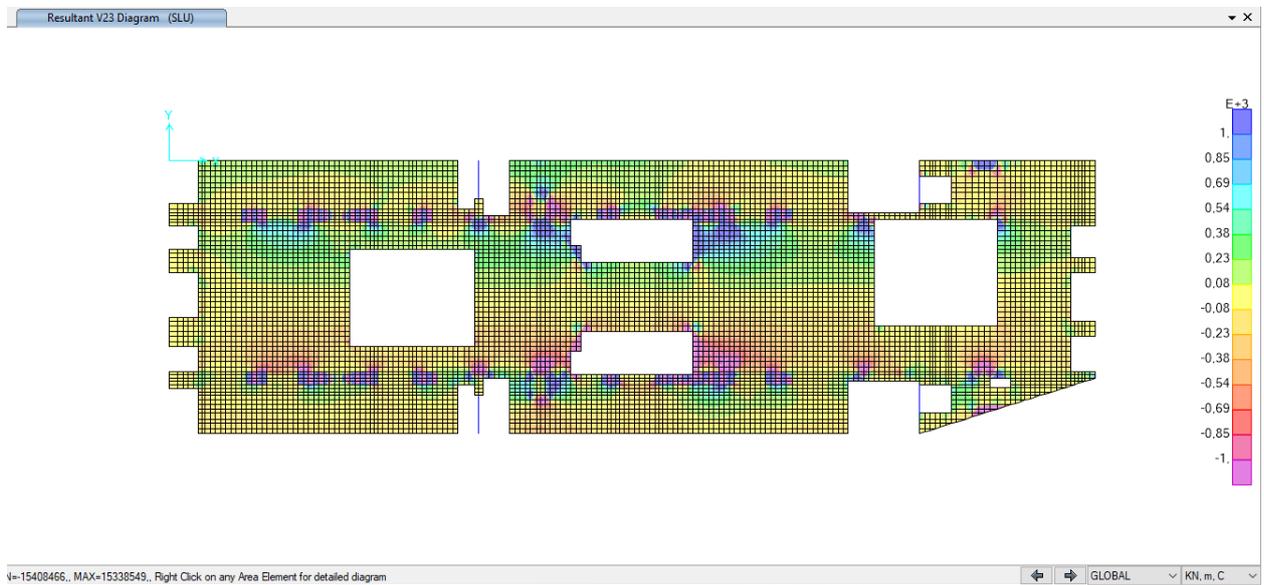


Figura 158. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA	H =	100 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	7,5 cm	copriferro
	d =	92,5 cm	altezza utile
ARMATURA TESA	Φ =	24 mm	diametro armatura
	n° =	5	numero barre
	A _s =	22,6 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _l =	0,0023	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} =	0,00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd} =	318 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ck} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO	Φ =	20 mm	diametro staffe
	n° =	2	numero bracci
	A _{sw} =	6,3 cm ²	area dell'armatura trasversale
	s =	40 cm	passo delle staffe
	α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
	ϑ =	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
	α _c =	1,00	coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}	
		1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}	
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
V _{fcd} =	8,70 Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})	
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd} =	730 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO E

Risultati Soletta Intermedia (Secondo Mezzanino)



Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m/m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN/m) per SLU.

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

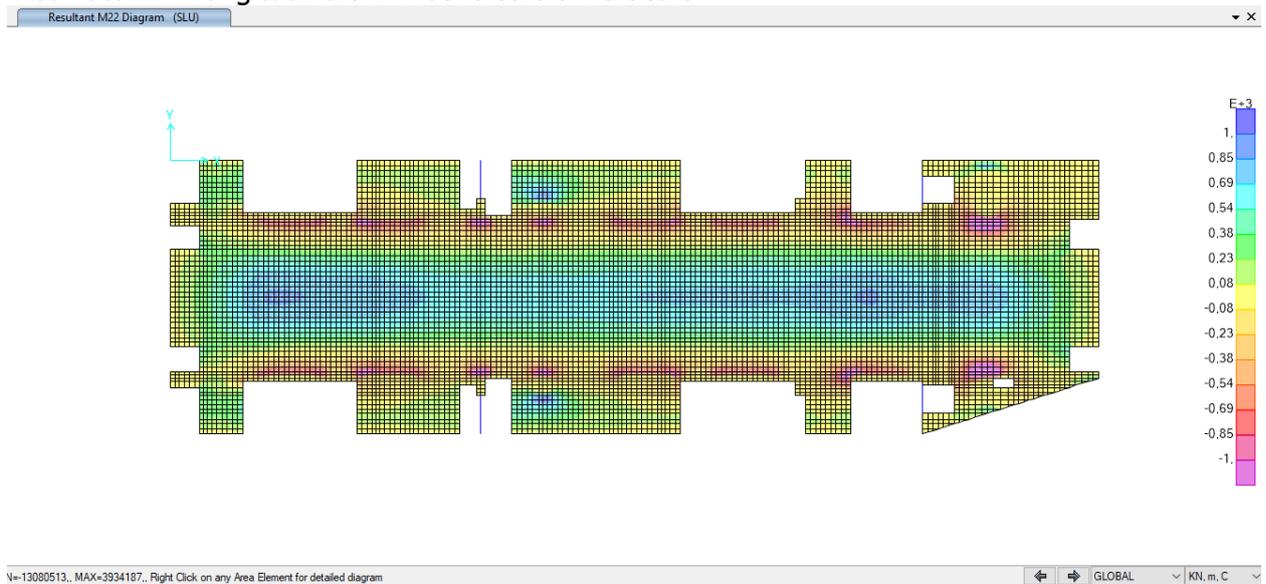


Figura 159. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

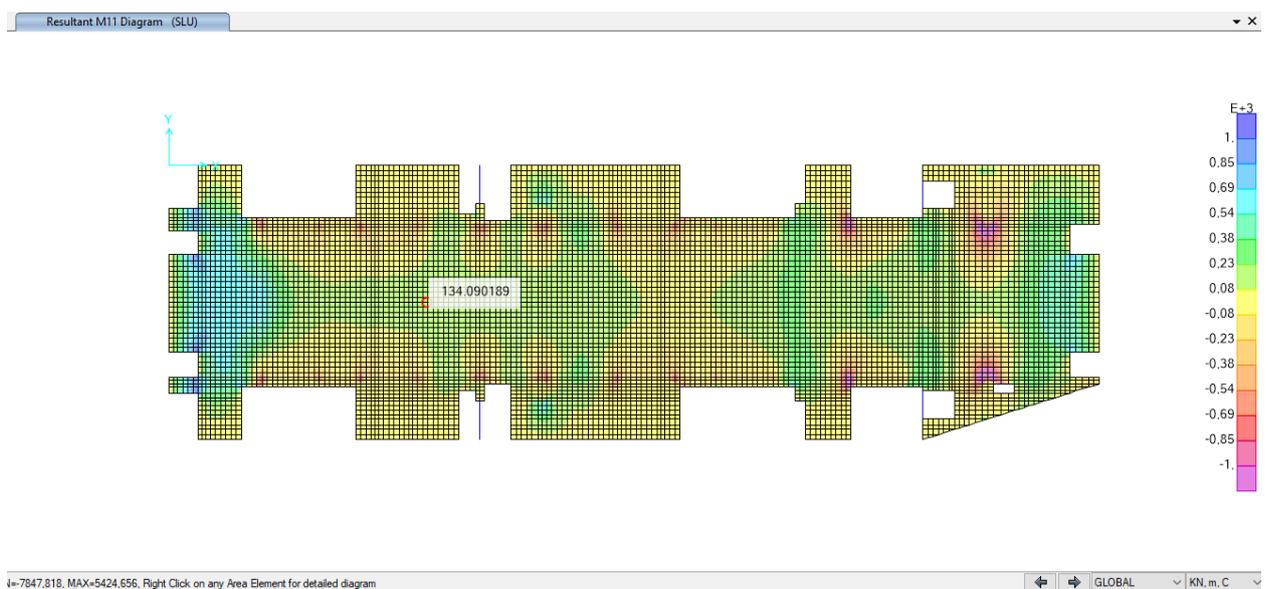


Figura 160. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

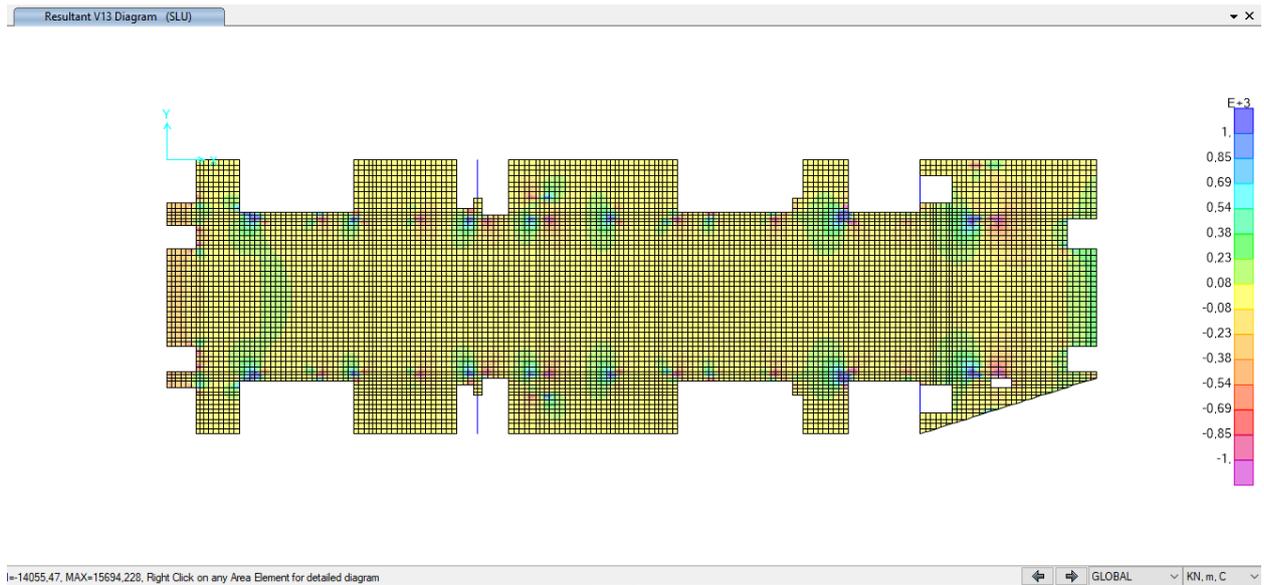


Figura 161. Forza di taglio V13

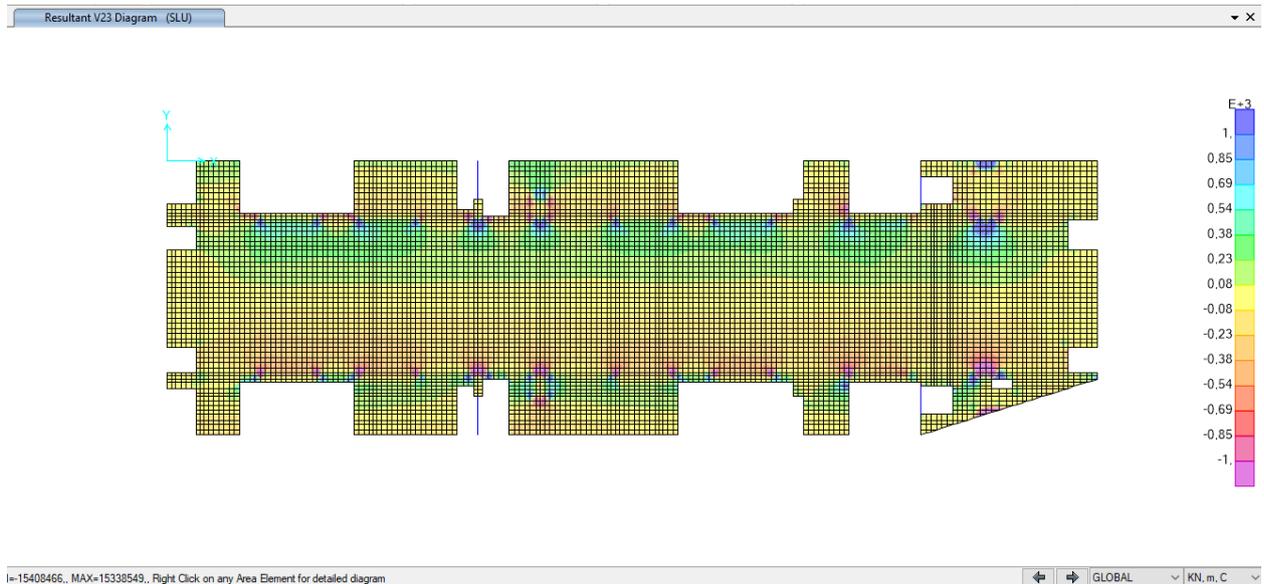


Figura 162. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"				
Caratteristiche della sezione				
GEOMETRIA	H =	100	cm altezza sezione	
	b _w =	100	cm larghezza sezione	
	h' =	7,5	cm copriferro	
	d =	92,5	cm altezza utile	
ARMATURA TESA	Φ =	24	mm diametro armatura	
	n° =	5	numero barre	
	A _s =	22,6	cm ² area dell'armatura tesa	
	ρ _l =	0,0023	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)	
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{Ed} =	0	kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)	
	σ _{cp} =	0,00	Mpa tensione media di compressione	
Resistenza senza armatura a taglio				
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con				
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]				
con				
f _{ck} espresso in MPa				
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2				
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}				
Caratteristiche della sezione armata a taglio				
ARMATURA A TAGLIO	Φ =	20	mm diametro staffe	
	n° =	2	numero bracci	
	A _{sw} =	6,3	cm ² area dell'armatura trasversale	
	s =	40	cm passo delle staffe	
	α =	90	° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	
	ϑ =	35	° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)	
	α _c =	1,00	coefficiente maggiorativo pari a:	
			1	per membrature non compresse
1 + σ _{cp} /f _{cd}			per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}	
1,25			per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}	
ν _{fcd} =	8,70	Mpa	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
			resistenza a compressione ridotta (ν _{fcd} = 0,5 f _{cd})	
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio				
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd} =	730	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:				
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]				

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO F

Risultati Travi in copertura



- Verifiche SLU – Travi

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati della forza assiale N (kN), dei momenti flettenti $M22$ e $M33$ (kN.m) e delle forze di taglio $V22$ e $V33$ (kN), per i pilastri definitivi.

Assi locali: 1-Longitudinale (rosso) 2-Verticale (verde) 3-Trasversale (blu)

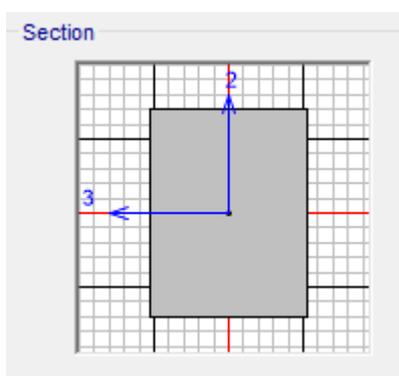
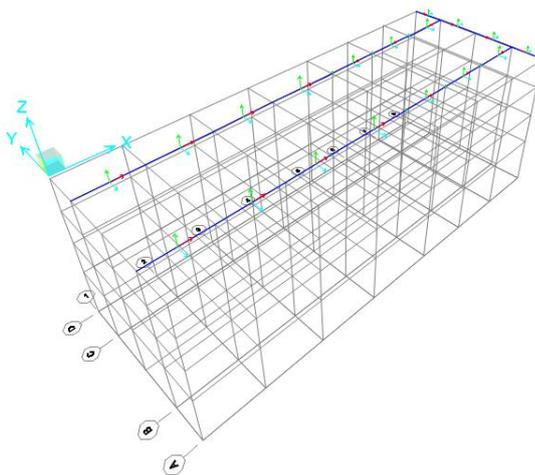


Figura 163. Assi locali nelle travi

3-D View



3 View

GLOBAL KN, m, C

Figura 164. Travi in copertura

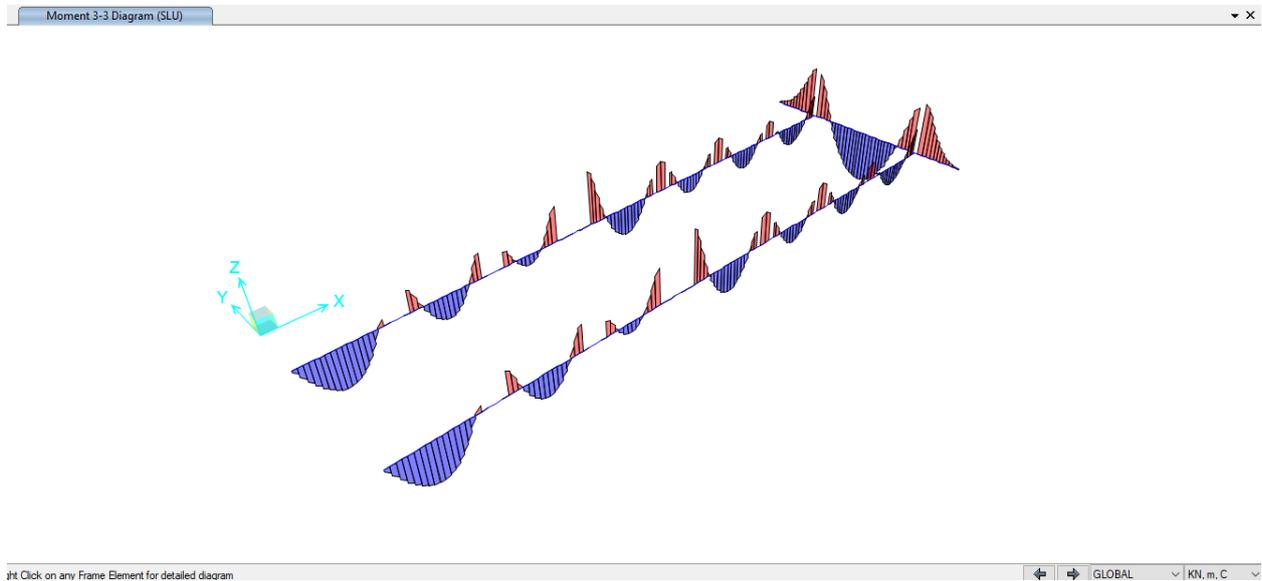


Figura 165. M33 Momento flettente

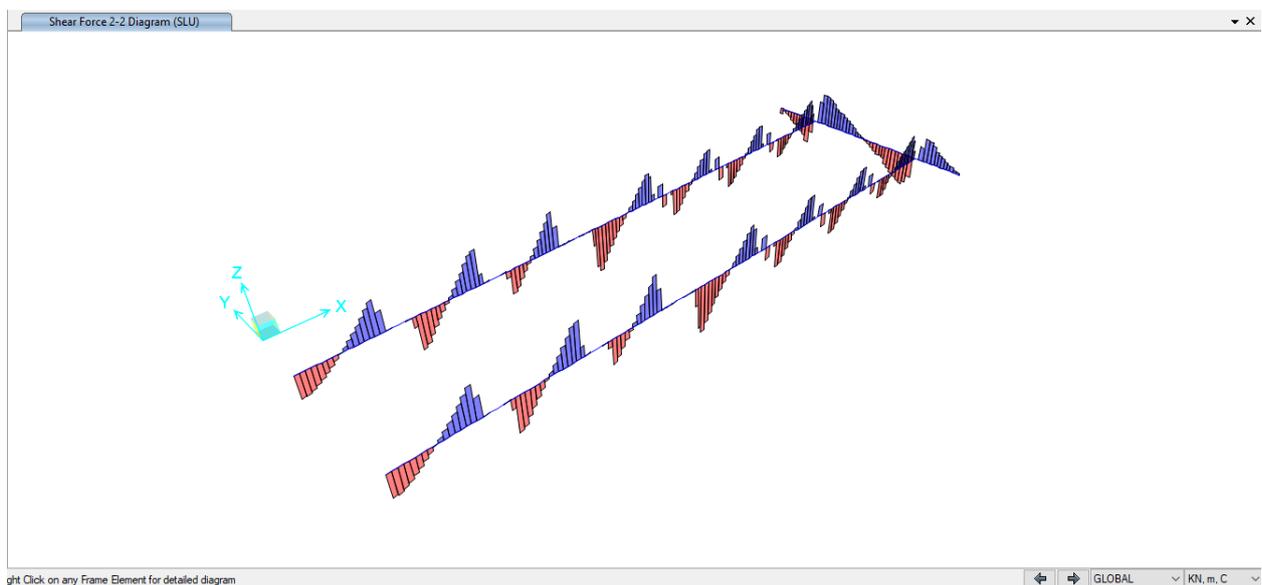


Figura 166. V22 Forza di taglio



i) Verifica della trave longitudinale in fase costruttiva

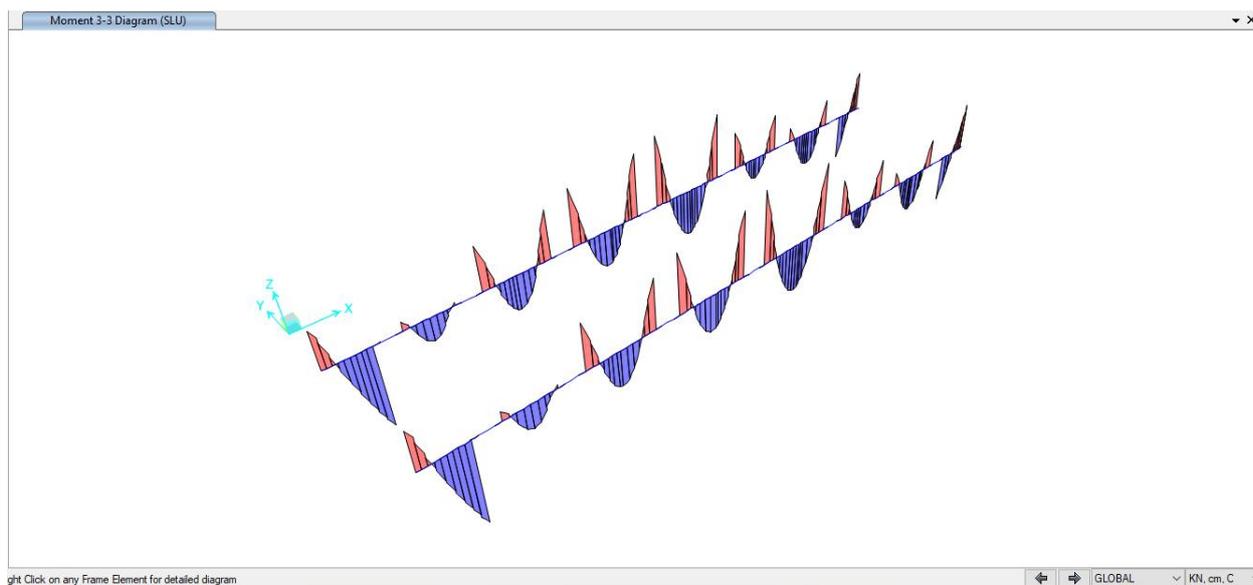


Figura 167. M33 Momento flettente (fase costruttiva)

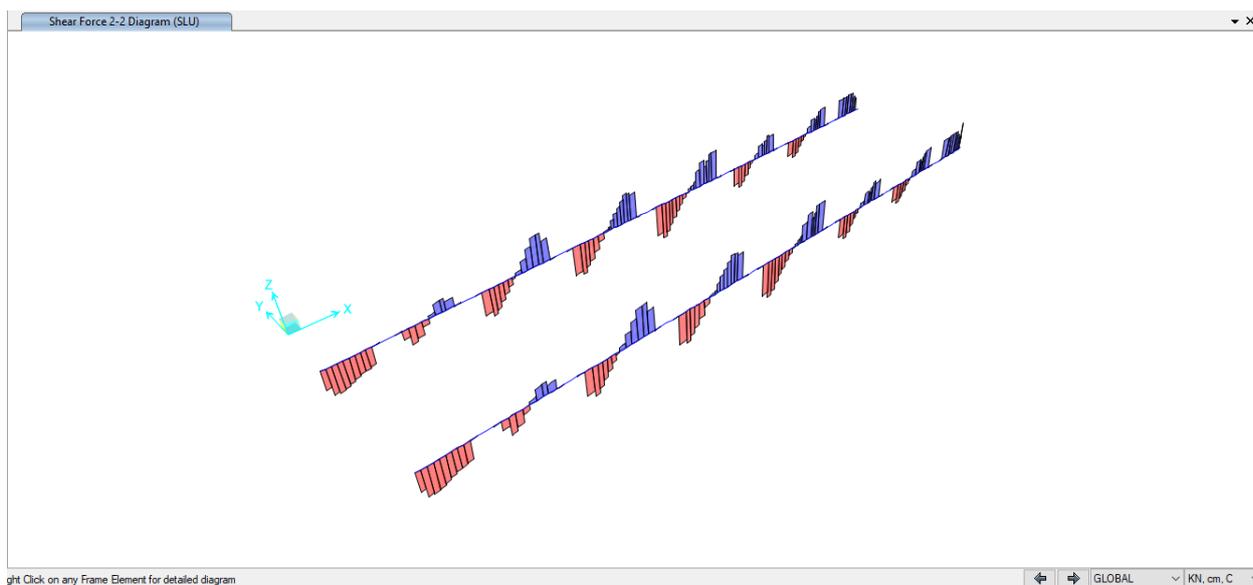


Figura 168. V22 Forza di taglio (fase costruttiva)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO G

Risultati Pilastri definitivi



- Verifiche SLU – Pilastri definitivi

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati della forza assiale N (kN), dei momenti flettenti M22 e M33 (kN.m) e delle forze di taglio V22 e V33 (kN), per i pilastri definitivi.

Assi locali: 1-Verticale 2-Longitudinale 3-Trasversale

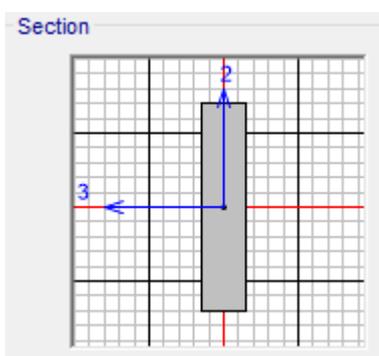


Figura 169. Assi locali nei pilastri

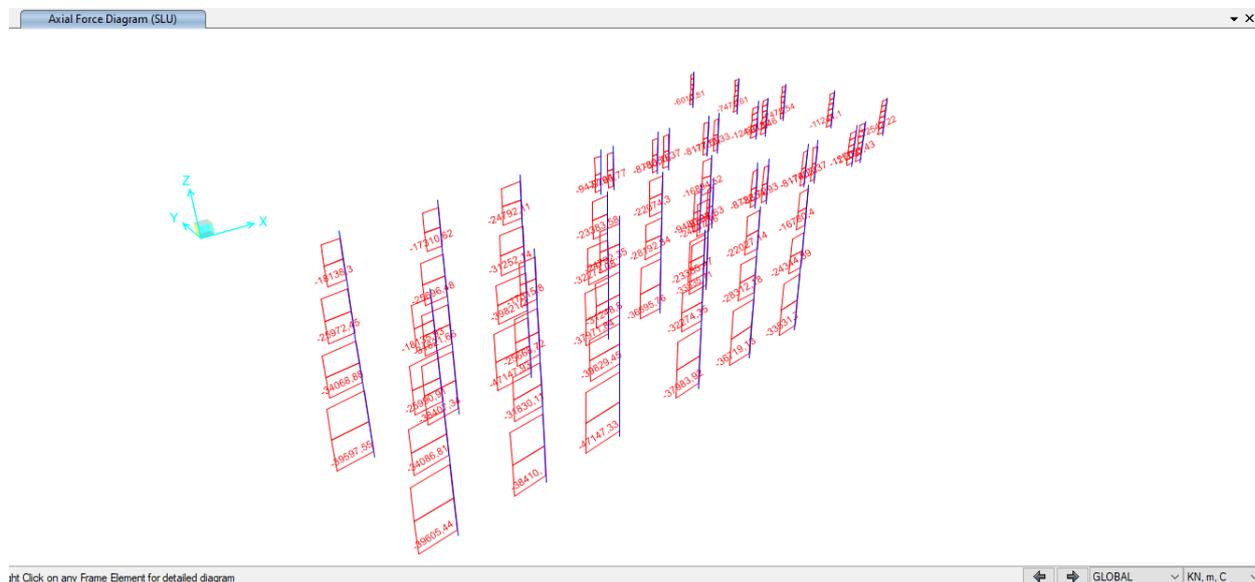


Figura 170. Forza assiale

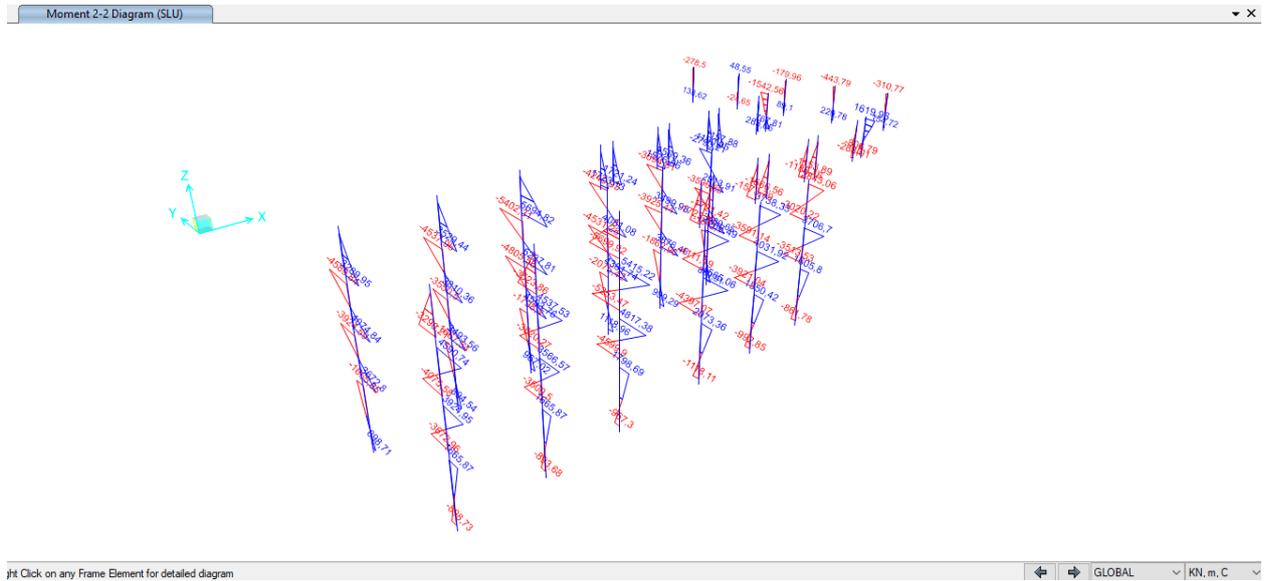


Figura 171. M22 Momento flettente (attorno all'asse debole)

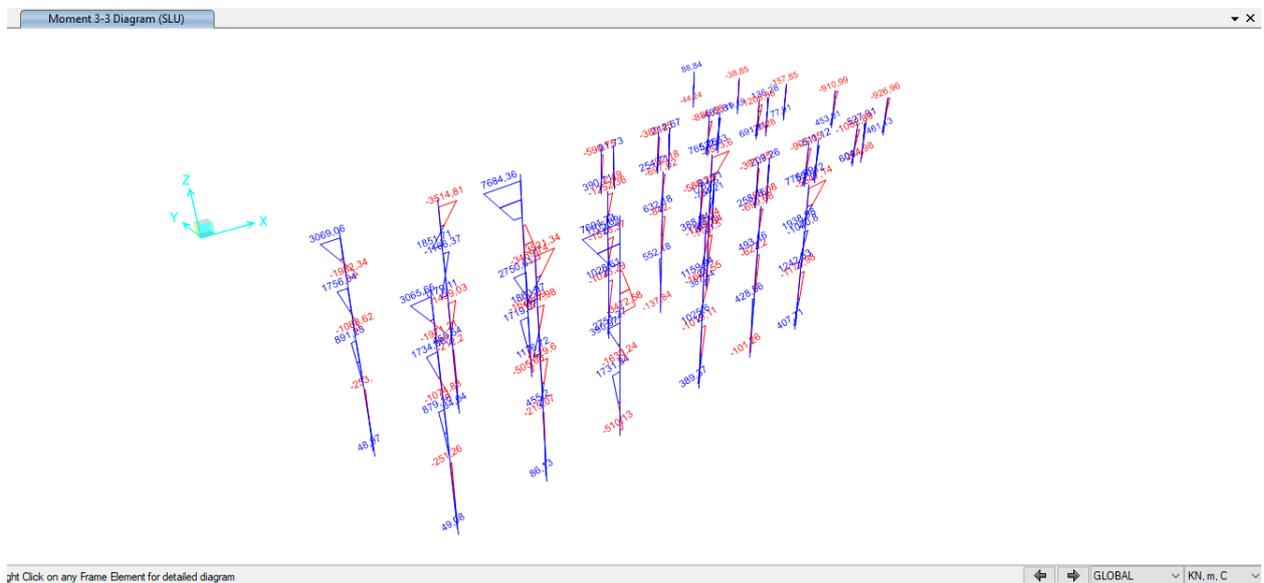


Figura 172. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)

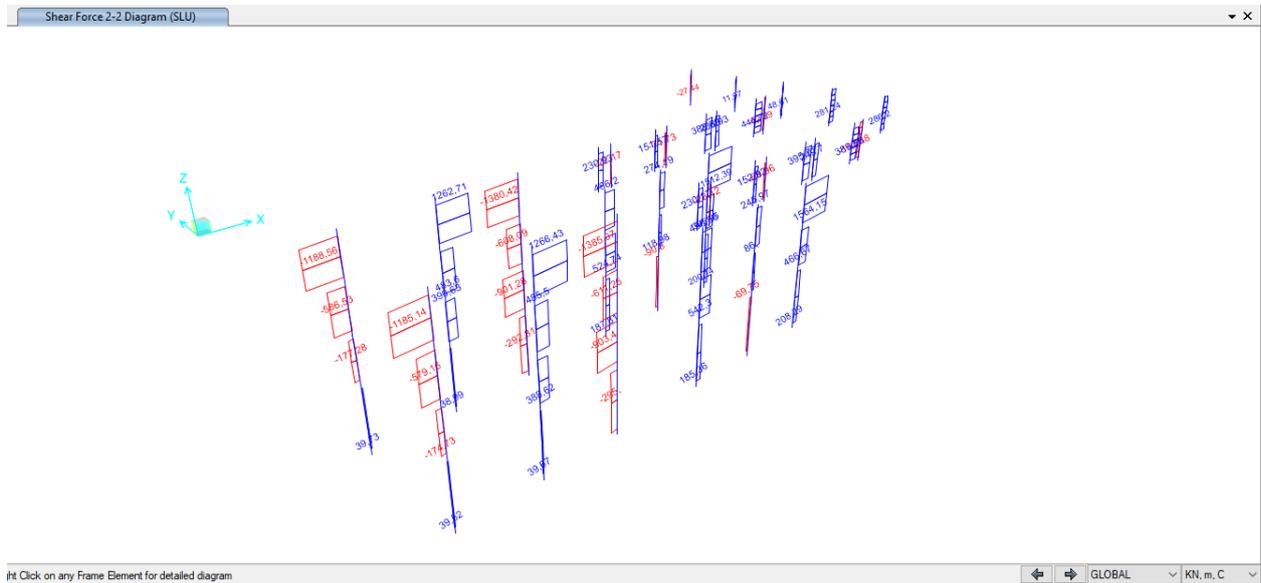


Figura 173. V22 Forza di taglio (direzione longitudinale)

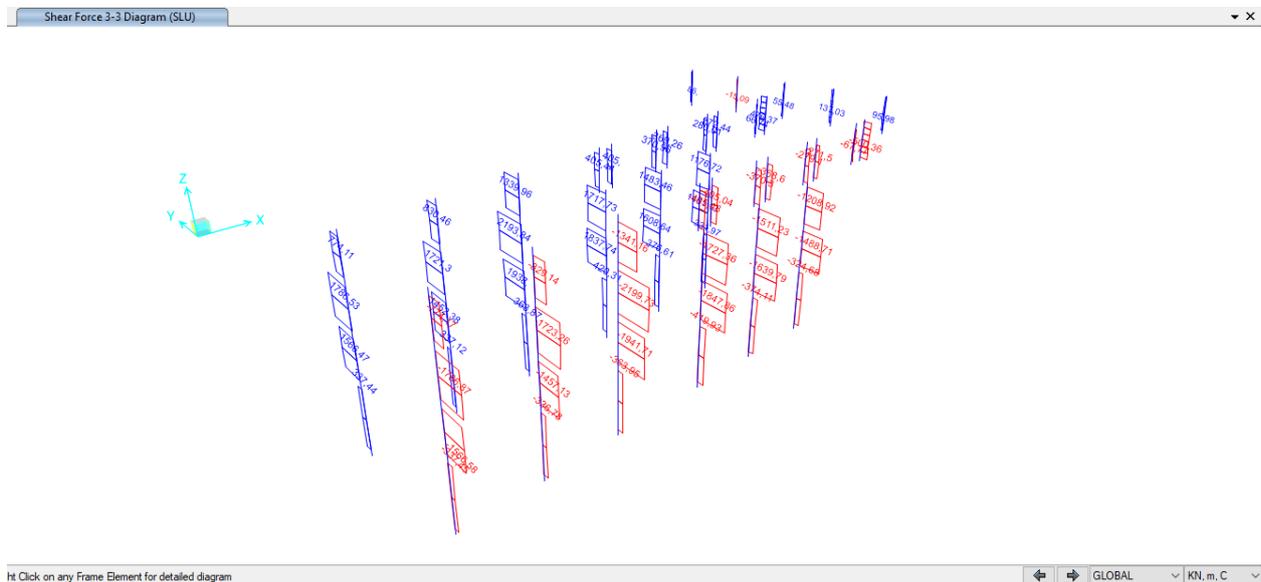


Figura 174. V33 Forza di taglio (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO H

Risultati Setti provvisori



- Verifiche SLU – Barrette provvisorie

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati della forza assiale N (kN), dei momenti flettenti M22 e M33 (kN.m) e delle forze di taglio V22 e V33 (kN), per i pilastri definitivi.

Assi locali: 1-Verticale 2-Longitudinale 3-Trasversale

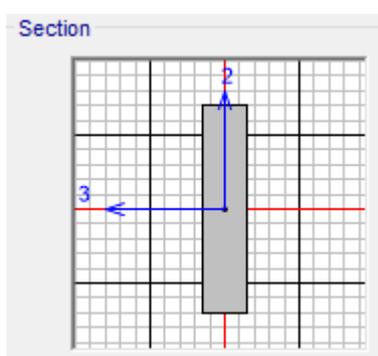


Figura 175. Assi locali nei barrete

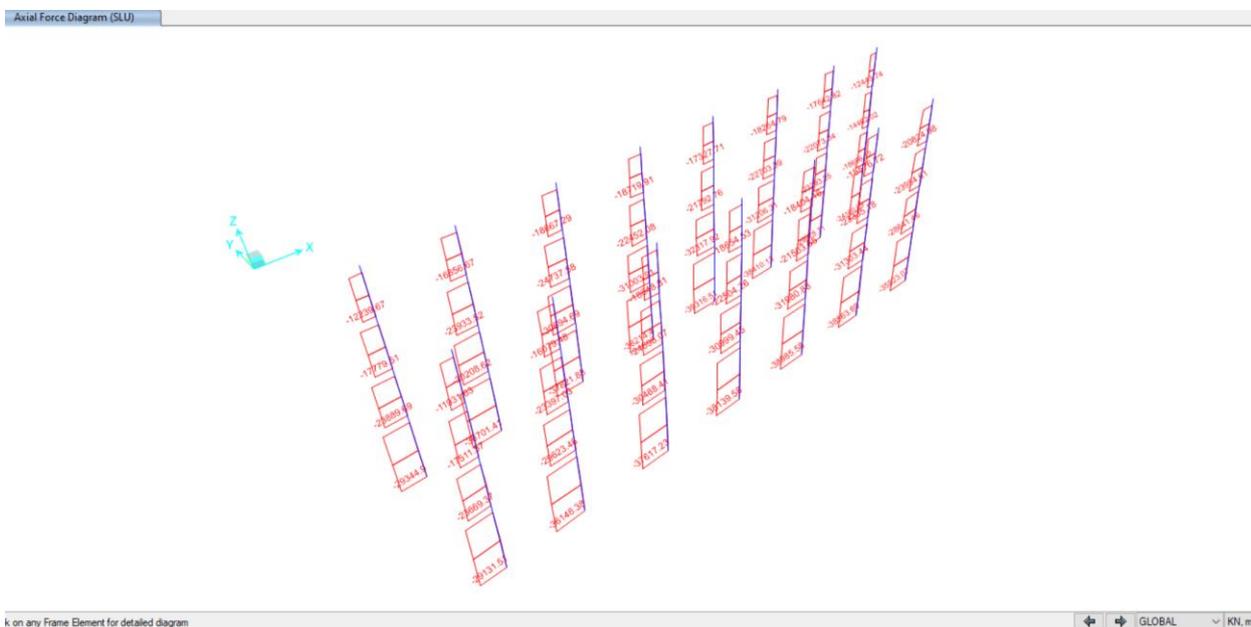


Figura 176. Forza assiale



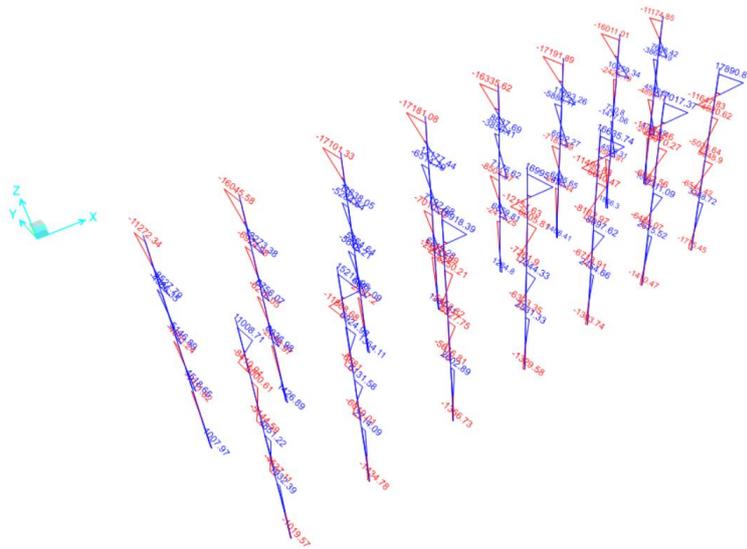
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Moment 2-2 Diagram (SLU)

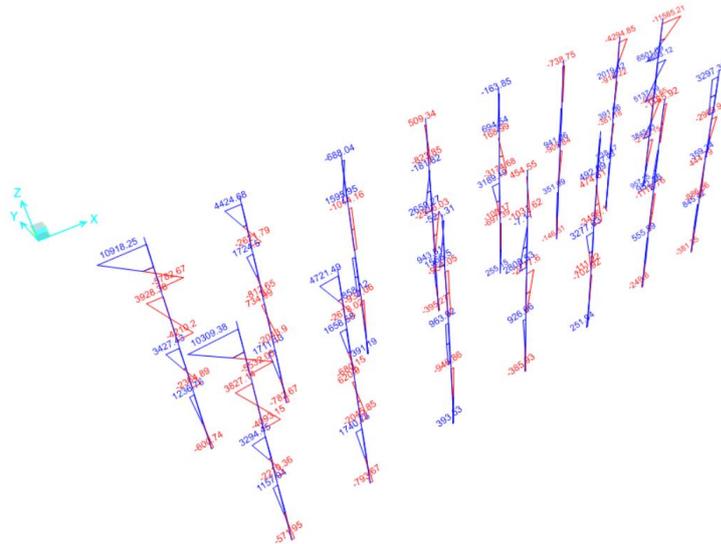


on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m

Figura 177. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)

Moment 3-3 Diagram (SLU)



on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m

Figura 178. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)

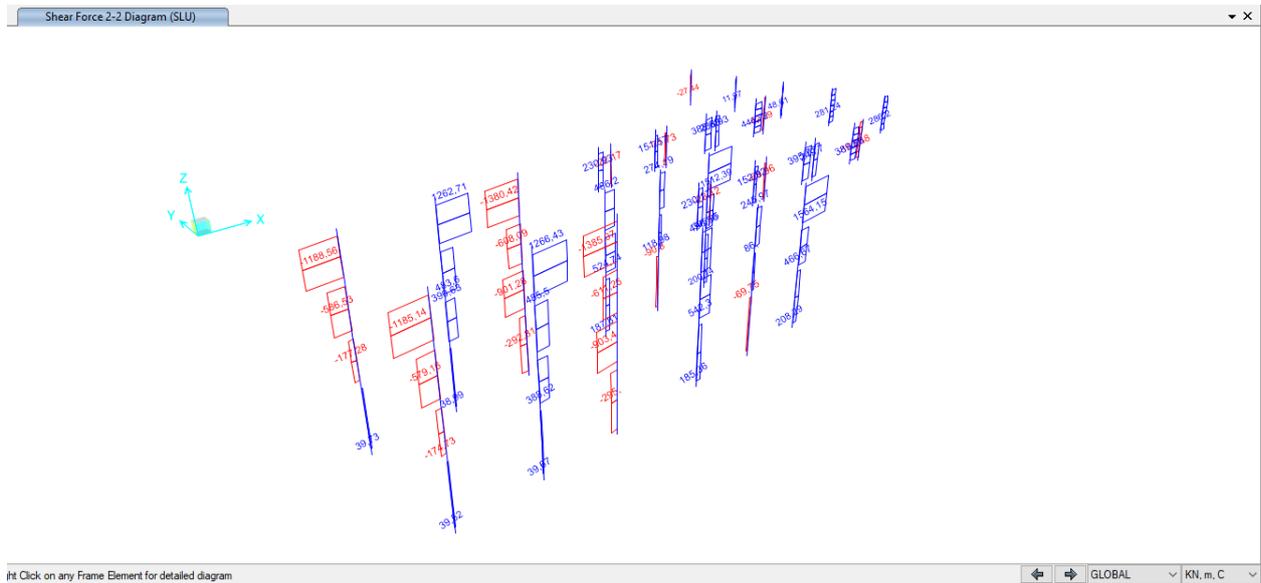


Figura 179. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)

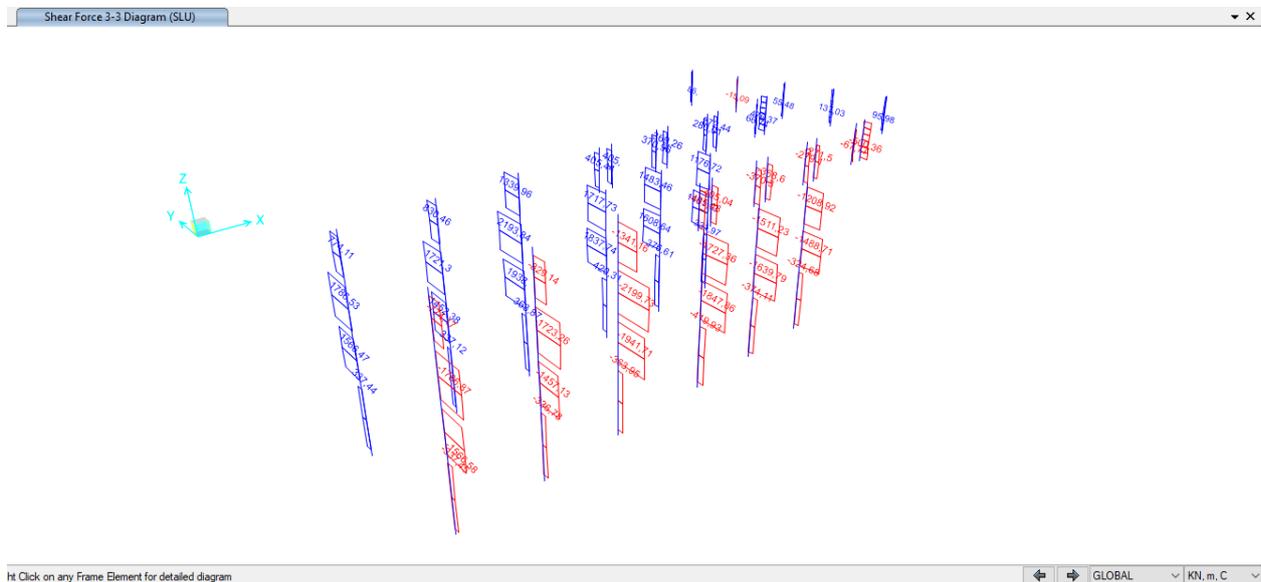


Figura 180. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO I

Risultati Solettone di fondo (piano sottobanchina)



Di seguito sono presentati graficamente i risultati dei momenti flettenti M22 e M11 (kN.m / m) e delle forze di taglio V13 e V23 (kN / m).

Assi locali: 1-Longitudinale 2-Trasversale 3-Verticale

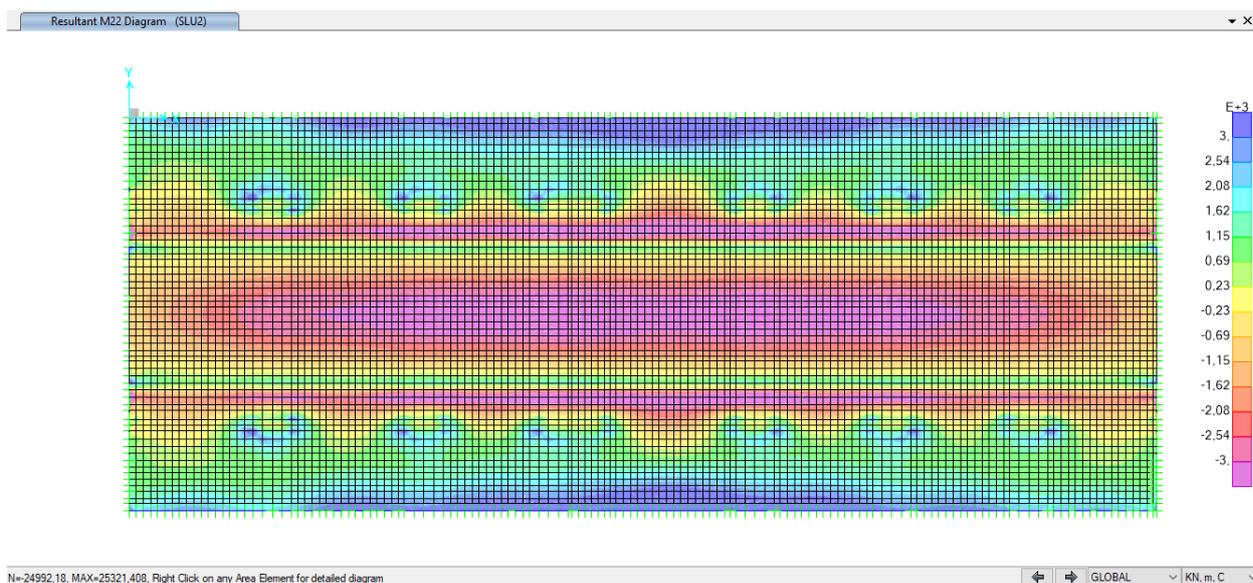


Figura 181. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

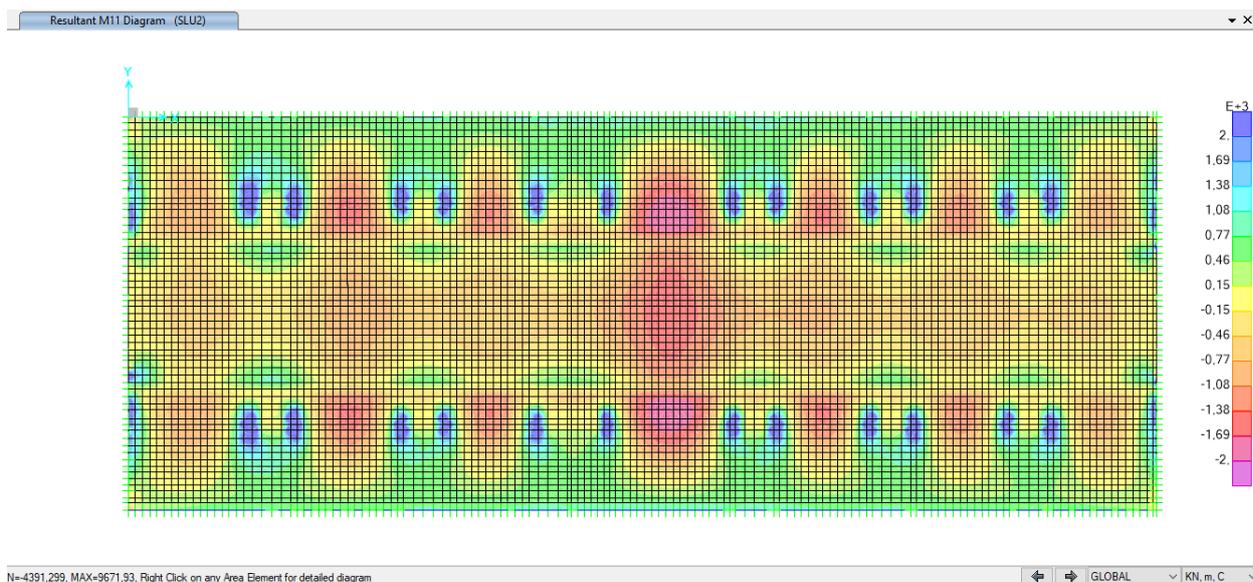


Figura 182. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

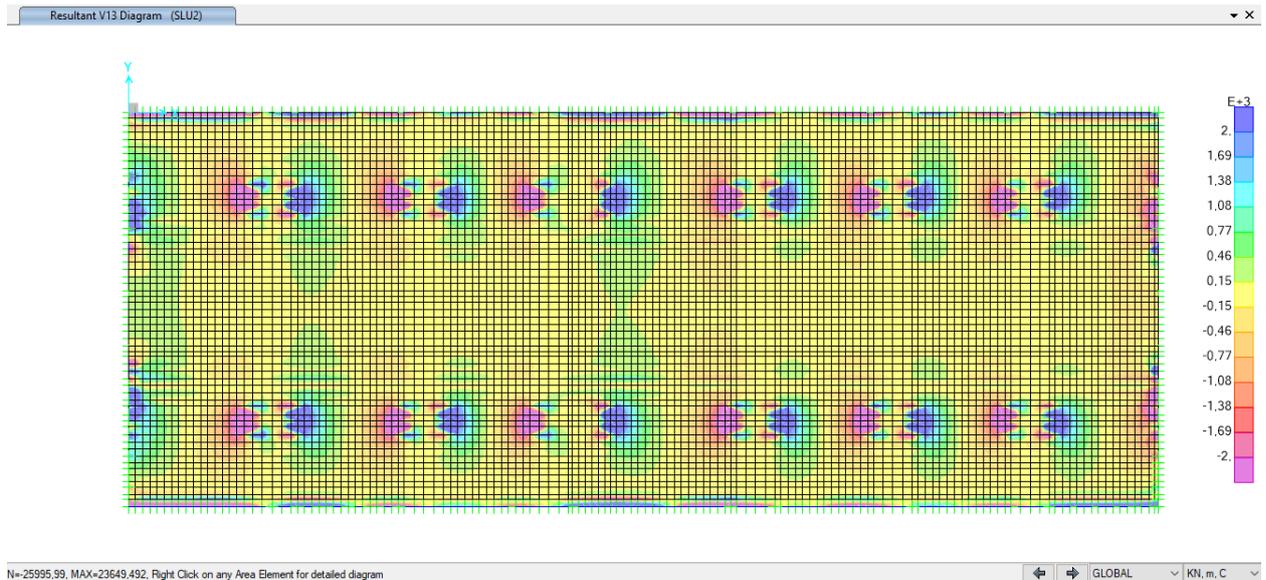


Figura 183. Forza di taglio V13

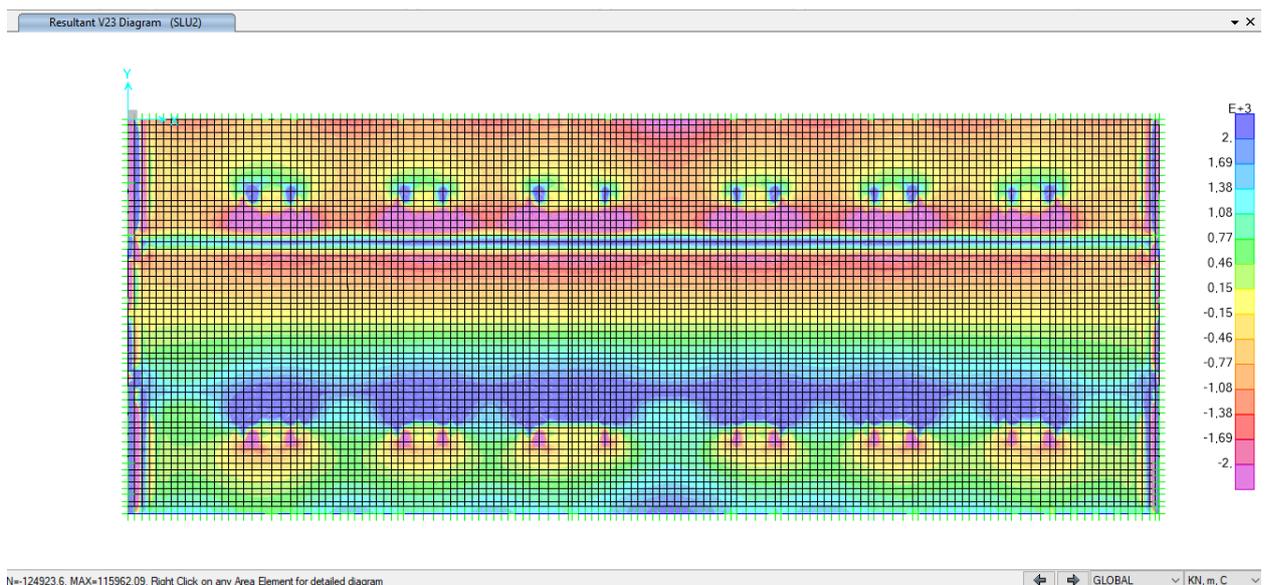


Figura 184. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	200	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	192.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	26	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	26.5	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0013		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	568	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diametro staffe
n° =	3		numero bracci
A _{sw} =	7.9	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	30	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2304	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	6528	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2304	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO J

Risultati Fodere Interne



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Tabella 43 Calcolo incremento dinamico

Carichi da -2,60m a -8,40m				
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

accelerazione massima "amax"	0.08
coefficiente sismico orizzontale "kh"	0.08
coefficiente sismico verticale "kv"	0.04
Forza sismica orizzontale	$F_h = k_h \cdot W$
Forza sismica verticale	$F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio					
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]
Fodera	1.00	0.40	5.80	25	58
Fh,fodera	0.80				[kN]
Fv,fodera	0.40				[kN]

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	5.80	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m ³]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	8.40	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	7.79	[kN/m]	$\Delta P_d = a_v/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

Carichi da -9,40m a -14,95m				
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

accelerazione massima "amax"	0.08
coefficiente sismico orizzontale "kh"	0.08
coefficiente sismico verticale "kv"	0.04
Forza sismica orizzontale	$F_h = k_h \cdot W$
Forza sismica verticale	$F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio					
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]
Fodera	1.00	0.60	5.55	25	83.25
Fh,fodera	1.21				[kN]
Fv,fodera	0.60				[kN]

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	5.55	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m ³]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	14.95	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	13.26	[kN/m]	$\Delta P_d = a_v/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Carichi da -15,95m a -21,50m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04
 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
 Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.60	5.55	25	83.25	
Fh,fodera	1.21					[kN]
Fv,fodera	0.60					[kN]
Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	5.55		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m ³]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	21.50		[m]			
Incremento dinamico di spinta del terreno	19.07		[kN/m]			$\Delta P_d = a_w/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

Carichi da -22,5m a -30,80m

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04
 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
 Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.70	8.30	25	145.25	
Fh,fodera	1.41					[kN]
Fv,fodera	0.70					[kN]
Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	8.30		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m ³]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	30.80		[m]			
Incremento dinamico di spinta del terreno	40.86		[kN/m]			$\Delta P_d = a_w/g \times S \times \gamma \times H \times H'$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

- Verifica al taglio

Da -2,60m a -8,40m / Da -9,40-14,95

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	60	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0017		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd}	=	217 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right]$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	8	mm	diametro staffe
n° =	3		numero bracci
A _{sw} =	1.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°- 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	=	87 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	=	2024 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd}	=	87 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Da -15,95m a -21,50m

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	60	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	31.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0052		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd}	=	267 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	12	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	5.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
	1		per membrature non compresse
	1 + σ _{cp} /f _{cd}		per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
	1,25		per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})		per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd}	=	391 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd}	=	2024 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd}	=	391 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ;V _{Rcd})



Da -22,50m a -30,80m

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	70	cm	altezza sezione
b _{eff} =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	65	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	26	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	53.1	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0076		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO V _{Rd} = 346 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	14	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	7.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE" V _{Rd} = 629 kN			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE" V _{Rd} = 2392 kN			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	629 kN		resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Da -22,50m a -30,80m (Base)

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	70	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	65	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	26	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	53.1	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0076		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	346	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	14	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	7.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrane non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenze con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	1258	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	2392	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	1258	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



- **Fodere interne in corrispondenza del foro scala**

Tabella 44 Calcolo incremento dinamico

Carichi da -15,45m a -30,80m				
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]
SLO				
SLD				
SLV	1424	0.067	2.89	0.292
SLC				

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

accelerazione massima "amax" 0.08
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0.08
 coefficiente sismico verticale "kv" 0.04
 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
 Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L	b	h	gamma_s	Gkj	
	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN]	
Fodera	1.00	1.30	15.35	25	498.875	
Fh,fodera	2.61					[kN]
Fv,fodera	1.31					[kN]

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	15.35	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m ³]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	30.80	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	75.56	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H^f$

- Verifica al taglio

Da -15,45m a -30,80m

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	130	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	125	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	26	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	26.5	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0020		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	402 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctd})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _{ctd} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctd} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	16	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	10.0	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°- 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd} =	1579 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	4599 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) (1 + \text{ctg}^2 \beta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	1579 kN		resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

Da -15,45m a -30,80m (Span 2&Base)

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	130	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	125	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	26	mm	diametro armatura
n° =	15		numero barre
A _s =	79.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0061		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	558	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{td} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{td} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	16	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	10.0	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° = 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
	1		per membrature non compresse
	1 + σ _{cp} /f _{cd}		per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
	1.25		per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})		per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd} =	3159	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	4599	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot v \cdot f_{td} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	3159	kN	resistenza di calcolo min{V _{Rd} ; V _{Rcd} }

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO K

Risultati Banchina e Muri Sotto Banchina



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico-Rebaudengo
Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico

Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

- Verifica al taglio

Banchina

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	16	mm	diametro armatura
n [*] =	10		numero barre
A _s =	20.1	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0067		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	156	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0.035k ^{3/2} · f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	12	mm	diametro staffe
n ^o =	5		numero bracci
A _{sw} =	5.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ≤ β ≤ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
	1		per membrature non compresse
	1 + σ _{cp} /f _{cd}		per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
	1.25		per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})		per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd} =	355	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	920	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \beta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	355	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Muro

Table with sections: Caratteristiche della sezione, Resistenza senza armatura a taglio, Caratteristiche della sezione armata a taglio, Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio. Includes various parameters like H, bw, d, phi, n, As, rho, Ned, sigma_cp, V_Rd, and formulas for shear resistance.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO L

Resultati Scale fisse

- Verifica al Taglio

Oggetto : TYPE 1 & 2			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
∅ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0075		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	162	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ctk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			

Oggetto : TYPE 3			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
∅ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	31.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0105		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	181	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ctk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			

Oggetto : TYPE 4 SPAN 1			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _{wp} =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n [*] =	5		numero barre
A _s =	15,7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0,0052		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	143	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$F_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} · f _{tk} ^{1/2}			

Oggetto : TYPE 4 SPAN 2			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _{wp} =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n [*] =	5		numero barre
A _s =	22,6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0,0075		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	162	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$F_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} · f _{tk} ^{1/2}			



Oggetto : MURI

Caratteristiche della sezione

Table with 4 columns: Parameter, Value, Unit, Description. Includes sections for GEOMETRIA, ARMATURA TESA, and AZIONI DI COMPRESSIONE.

Resistenza senza armatura a taglio

Table showing RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO with V_Rd = 82 kN. Includes calculation formula and parameters like f_cd, k, and V_min.

Caratteristiche della sezione armata a taglio

Table with 4 columns: Parameter, Value, Unit, Description. Includes sections for ARMATURA A TAGLIO and coefficient values for different stress conditions.

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

Table showing RES. DI CALCOLO A TAGLIO TRAZIONE (V_Rd = 24 kN) and RES. DI CALCOLO A TAGLIO COMPRESSIONE (V_Rcd = 552 kN). Includes calculation formulas and final V_Rd = 24 kN.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Porta Nuova – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSPNR002-0-1

ALLEGATO M

Altre strutture secondarie



- Vasca aggettamento

Verifica al taglio

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	60	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	45.2	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0075		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	302	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d^2$ [4.1.23]			
con			
f _{td} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/4} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{td} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	14	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	7.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ι =	30	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°-45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
f _{td} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{td} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A TAGLIO TRAZIONE	V_{Rd} =	1290	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A TAGLIO COMPRESSIONE	V_{Rd} =	1865	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	1290	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})